



PROYEK AKHIR TERAPAN - RC 145501

STUDY PENANGGULANGAN BANJIR PT. HANIL JAYA STEEL SIDOARJO - JAWATIMUR

SUHITA LAKSMI NILAMSARI PRODO BINAMBAR
NRP 3109.030.092

Dosen Pembimbing
Ir. ISMAIL SA'UD, MMT
NIP. 19600517.98903.1.001
S. KAMILIA AZIZ, ST.MT
NIP. 19771231.2006004.2.001

PROGRAM STUDI DIPLOMA III TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016

APPLIED FINAL PROJECT - RC 145501

FLOOD PREVENTION STUDY PT. HANIL JAYA STEEL, SIDOARJO - EAST JAVA

**SUHITA LAKSMI NILAMSARI PRODO BINAMBAR
NRP 3109.030.092**

**Promotor :
Ir. ISMAIL SA'UD, MMT
NIP. 19600517.98903.1.001
S. KAMILIA AZIZ, ST.MT
NIP. 19771231.2006004.2.001**

**CIVIL ENGINEERING DIPLOMA III PROGRAM
Faculty of Civil Engineering and Planning
Tenth November Institute of Technology
Surabaya 2015**

LEMBAR PENGESAHAN

STUDY PENANGGULANGAN BANJIR PT. HANIL JAYA STEEL SIDOARJO – JAWATIMUR

PROYEK AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Ahli Madya
Pada

Program Studi D-III Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :
Mahasiswa



SUHITA LAKSMI NILAMSARI PB
3109030092

15 MAR 2016

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

Pembimbing I

Dosen Pembimbing II

SA'UD, MMT

KAMILIA AZIZ, ST, MT

17198903 1 001

NIP.19771231200604 2 001

SURABAYA, 31 DESEMBER 2015

STUDY PENANGGULANGAN BANJIR PT. HANIL JAYA STEEL SIDOARJO – JAWATIMUR

**Nama Mahasiswa : Suhita Laksmi Nilamsari Prodo
Binambar**
NRP : 3109030092
Major : Diploma Civil Engineering FTSP-ITS
**Promotor : Ir. Ismail Sa'ud, MMT
S. Kamilia Aziz, ST.MT**

Abstrak

Permasalahan banjir merupakan salah satu permasalahan umum yang sering terjadi di sebagian wilayah Indonesia, misalnya di PT.HANIL JAYA STEEL. Perkembangan industri baja terjadi karena adanya kebutuhan konsumsi baja fabrikasi yang pesat, yang membutuhkan berbagai infrastruktur baru seperti pengaturan drainase dan lain-lain. Lahan yang semula rendah dan kosong ditimbun untuk dibangun berbagai infrastruktur dan kawasan PT.HANIL JAYA STEEL menjadi semakin berkembang. Perkembangan PT.HANIL JAYA STEEL ternyata diikuti oleh munculnya genangan banjir di beberapa tempat, hal ini terjadi karena perkembangan kawasan tidak diikuti oleh pembangunan sistem drainase nya yang memadai. Saluran drainase yang kurang memenuhi syarat sehingga pada saat elevasi air Sungai yang berada disekitar kawasan pabrik tidak dapat berfungsi lagi. Akibatnya setiap musim hujan PT.HANIL JAYA STEEL selalu tergenang banjir. Untuk mengatasi genangan banjir penampang saluran pada sistem drainase PT.HANIL JAYA STEEL harus diredimensi.

Untuk menormalisasi jaringan saluran drainase telah dihitung Kapasitas maksimum saluran (Full bank capacity), dan debit banjir rencana. Saluran drainase tersier direncanakan dengan debit banjir periode ulang 2 tahun, saluran sekunder dengan

periode ulang 5 tahun dan saluran drainase primer direncanakan dengan debit banjir periode ulang 10 tahun.

Perbandingan antara besarnya kapasitas maksimum saluran dengan debit banjir rencana, menunjukkan bahwa sistem drainase PT.HANIL JAYA STEEL terjadi luapan banjir. Hal ini menunjukkan bahwa sebagian besar penampang saluran eksisting terlalu kecil sehingga harus diredimensi berdasarkan debit banjir rencana. Untuk merencanakan dimensi saluran menggunakan rumus Manning.

Selain itu, penanggulangan banjir harus dilakukan secara komprehensif dengan mempertimbangkan beberapa studi kelayakan seperti aspek teknis, sosial, ekonomi, hukum, kelembagaan dan lingkungan. Oleh karena itu, kerjasama dan perencanaan penanggulangan banjir PT.HANIL JAYA STEEL sangat di perlukan dalam penanggulangan banjir dengan cara re-dimensi saluran eksisting

Kata Kunci: Banjir, Penanggulangan Banjir, PT.HANIL JAYA STEEL, Redimensi

FLOOD PREVENTION STUDY PT. HANIL JAYA STEEL SIDOARJO - EAST JAVA

**Nama Mahasiswa : Suhita Laksmi Nilamsari Prodo
Binambar**
NRP : 3109030092
Major : Diploma Civil Engineering FTSP-ITS
**Promotor : Ir. Ismail Sa'ud, MMT
S. Kamilia Aziz, ST.MT**

Abstract

The problem of flooding is one of the common problems that often occur in parts of Indonesia, such as in PT.HANIL JAYA STEEL. The development of the steel industry occurs because of the need for rapid fabrication of steel consumption, which requires a variety of new infrastructure such as drainage arrangements and others. The land which was originally low and empty stockpiled for built infrastructure and neighborhood JAYA STEEL PT.HANIL be growing. PT.HANIL development JAYA STEEL turns followed by the rise of floodwaters in some places, this is because the development of the region is not followed by the construction of its adequate drainage system. Drainage less qualified so that when the river water elevation is around the area of the factory can not work anymore. As a result, every rainy season PT.HANIL JAYA STEEL always flooded. To cope with the floodwaters cross section of the channels on the drainage system must direndimensi PT.HANIL JAYA STEEL. To normalize the drainage channel network has calculated the maximum capacity of the channel (Full bank capacity), and the flood discharge plan. Tertiary drainage channels planned to discharge flood return period of 2 years, the secondary channel with a return period of 5 years and the primary drainage channel

is planned to discharge flood return period of 10 years. The comparison between the magnitude of the maximum capacity of the channel with the flood discharge plan, shows that the drainage system PT.HANIL JAYA STEEL outburst flood occurs. This indicates that most of the existing channel cross section is too small and should be re-dimensioned by flood discharge plan. To plan the dimensions of the channel using the formula of Manning. In addition, flood prevention should be done in a comprehensive manner by considering several feasibility studies as technical aspects, social, economic, legal, institutional and environmental. Therefore, cooperation and planning for flood prevention PT.HANIL JAYA STEEL is in need in flood prevention by way of re-dimension the existing channel

Keywords: Flood, Flood management, PT.HANIL JAYA STEEL, Redimension

DAFTAR ISI

JUDUL	i
ABSTRAK	ii
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR GAMBAR.....	xii
BAB 1 PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	2
1.2 Rumusan Masalah.....	2
1.3 Maksud dan Tujuan	2
1.4 Ruang Lingkup Penulisan	2
1.5 Batasan Masalah	2
1.6 Lokasi.....	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Umum	5
2.2 Analisis Hidrologi	5
2.2.1 Analisa Tinggi Hujan.....	7
2.2.2 Parameter Dasar Statistik.....	7
2.2.2.1 Standar Deviasi	8
2.2.2.2 Koefisien Kepencengan	9
2.2.2.3 Koefisien Keruncingan	9
2.2.3 Analisa Distribusi Frekuensi.....	10
2.2.3.1 Distribusi Normal.....	11
2.2.3.2 Distribusi Gumbel.....	12
2.2.3.3 Distribusi Log Pearson Tipe III.....	15
2.2.4 Uji Kecocokan	19
2.2.5 Uji Distribusi Analisa Frekuensi.....	19
2.2.5.1 Uji Chi-Kuadrat	20
2.2.5.2 Uji Smirnov-Kolmogorov	22
2.2.6 Perhitungan Kemiringan Potongan	23
2.2.7 Analisa Intensitas Hujan	24
2.2.8 Analisa Koefisien Pengaliran.....	26
2.2.8.1 Koefisien Pengaliran.....	27
2.2.9 Perhitungan HSS Nakayasu	28

2.3 Analisis Hidrolika.....	31
2.3.1 Kapasitas Saluran	31
2.3.2 Perhitungan Saluran Persegi.....	33
2.3.3 Perhitungan Saluran Trapesium	34
BAB III Metodologi.....	35
3.1 Persiapan.....	35
3.2 Studi Literatur.....	35
3.3 Pengumpulan Data.....	35
3.4 Mengidentifikasi Masalah	36
3.5 Sistematika Penyelesaian Masalah	36
3.5.1 Kajian Hidrologi.....	36
3.5.1.1 Perhitungan CH rata-rata	36
3.5.1.2 CH Harian Maks	36
3.5.1.3 Uji Kesesuaian Distribusi	36
3.5.1.4 Debit Rencana	37
3.5.2 Kajian Hidrolika	37
3.5.2.1 Full Bank Capacity	37
3.5.2.2 Q FBC dengan Q Rencana.....	37
3.5.2.3 Desain Saluran.....	38
BAB IV ANALISA PERHITUNGAN	41
4.1. Analisa Hidrologi	41
4.1.1 Analisa Frekuensi	41
4.1.2 Uji Parameter Statistik.....	41
4.1.3 Perhitungan Parameter Data Statistik	43
4.1.4 Uji Distribusi	47
4.1.5 Uji Kesesuaian.....	49
4.1.5.1 Uji Chi Kuadrat	49
4.1.5.2 Uji Smirnov Kolmogorov.....	51
4.1.6 Perhitungan C.H Periode Ulang	53
4.1.7 Perhitungan HSS Nakayasu.....	56
4.1.8 Perhitungan Full Bank Capacity.....	69
BAB V KESIMPULAN.....	71
6.1 Kesimpulan.....	71
6.2 Saran	71
DAFTAR PUSTAKA	73

LAMPIRAN75

BIODATA PENULIS

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Percepatan pertumbuhan penduduk di Sidoarjo dibarengi dengan bertambah pesatnya pembangunan rumah-rumah penduduk yang secara tidak langsung mengakibatkan kurangnya lahan resapan air ketika musim penghujan datang. Kondisi tersebut diperparah oleh kurangnya kesadaran warga untuk membuang sampah pada tempatnya dan bahkan lebih memilih budaya untuk membuang sampah ke saluran terdekat. Di daerah yang padat penduduk seperti Waru dan Sedati jika warganya menganut budaya tersebut, dapat kita bayangkan berapa banyak volume sampah yang memenuhi saluran disekitar daerah mereka yang dapat memicu timbulnya banjir pada pabrik Hanil Jaya Steel.

Untuk mengatasi masalah tersebut perlu adanya pengendalian banjir di daerah sekitar saluran sekunder Pabrik Hanil Jaya Steel, Waru yang menuju sistem Saluran Primer Kali Perbatasan Surabaya dan Sidoarjo dengan pengerukan sedimen, normalisasi pelebaran saluran dan rumah pompa di lokasi yang memungkinkan.

1.2 Rumusan masalah

Rumusan masalah dalam proyek akhir ini ada beberapa hal, antara lain:

- Apakah sistem eksisting mampu menampung debit banjir rencana.
- Apakah penyebab banjir di daerah sekitar Pabrik Hanil Jaya Steel.
- Bagaimana solusi tindakan langsung secara teknis untuk mengatasi genangan di daerah sekitar Pabrik Hanil Jaya Steel.

1.3 Maksud dan Tujuan

Tujuan dari proyek akhir ini, antara lain:

- Mengetahui kapasitas debit yang dapat ditampung oleh Pabrik Hanil Jaya Steel.
- Mengetahui penyebab terjadinya genangan.
- Mencari solusi cara menanggulangi genangan.

1.4 Ruang Lingkup Penulisan

Ruang lingkup dalam penulisan proyek akhir ini adalah sekitar Saluran Sekunder Brigjen Katamso dan Kali Perbatasan Surabaya dan Sidoarjo.

1.5 Batasan Masalah

Batasan masalah penulisan proyek akhir ini, antara lain :

- Debit yang ditinjau hanya dari debit air hujan.
- Daerah tangkapan hujan (*catchment area*) hanya pada kawasan yang air limpasannya kemungkinan akan membebani saluran drainase yang terbuang pada Saluran Kali Perbatasan Surabaya Sidoarjo

- Data yang akan digunakan adalah data yang diperoleh dari instansi terkait.
- Tidak menghitung Rencana Anggaran Biaya (RAB).
- Tidak mengkaji struktur bangunan dan perencanaan secara detail Rumah Pompa.

1.6 Lokasi

Lokasi saluran dapat terlihat pada **gambar 1.1**.



Gambar 1.1 Peta Lokasi Studi Saluran Drainase PT. Hanil Jaya Steel Sidoarjo

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Melakukan survei lapangan yang bertujuan untuk menganalisa permasalahan di lapangan serta mencari data hidrologi dan data *Long* dan *Cross Section* saluran yang akan diproses dalam pengolahan data.

2.2 Analisa Hidrologi

Analisa hidrologi merupakan analisa awal dalam perencanaan konstruksi bangunan air untuk mengetahui besarnya debit yang akan dialirkan sehingga dapat ditentukan dimensi bangunan air secara ekonomis. Besar debit yang dipakai sebagai dasar perencanaan adalah debit rancangan yang didapat dari penjumlahan debit hujan rencana pada periode ulang tertentu.

Debit banjir rencana tidak boleh terlalu besar untuk menghindari luapan air yang dapat menimbulkan kerusakan pada bangunan akibat adanya banjir yang lebih besar dari debit rencana.

Untuk memperkirakan besarnya banjir rencana yang sesuai, pengetahuan analisa hidrologi mempunyai peranan penting. Dalam perhitungan dapat digunakan data debit pada suatu sungai atau curah hujan yang nantinya akan diolah debit rencana.

2.2.1 Analisa Tinggi Hujan

Data hujan yang diperoleh dari stasiun hujan merupakan hujan yang terjadi pada empat titik (4 *point rainfall*). Untuk perhitungan hidrologi dibutuhkan data hujan pada kawasan yang ditinjau sehingga hujan titik dari satu atau beberapa stasiun hujan perlu diubah menjadi hujan rata-rata kawasan. Ada 3 cara yang sering digunakan untuk mengubah data hujan tersebut. Cara-cara itu adalah Rata-Rata Aljabar, *Poligon Thiessen*, dan *Isohyet*.

Dari ketiga cara tersebut perlu dipilih mana yang cocok digunakan pada suatu daerah tangkapan hujan. Seperti yang terlihat ada tabel 2.1.

Tabel 2.1. Parameter yang digunakan untuk menentukan cara yang tepat dalam mencari tinggi hujan rata-rata

Parameter	Kondisi	Cara yang Dapat Digunakan
Jumlah Stasiun Hujan	Cukup	Aljabar, Poligon Thiessen, dan Isohyet
	Terbatas	Aljabar, Poligon Thiessen, dan Isohyet
Luas DAS	>5000 Km ² (Besar)	Isohyet
	501-5000 Km ² (Sedang)	Poligon Thiessen
	< 500 (Kecil)	Rata-rata Aljabar
Kondisi Topografi	Pegunungan	Poligon Thiessen
	Dataran	Aljabar
	Berbukit dan Tidak Beraturan	Poligon Thiessen, dan Isohyet

(Sumber: Suripin, 2006, Hal.31-32)

- Metode Rata – Rata Aljabar

Cara ini merupakan cara yang paling sederhana karena asumsi yang digunakan adalah semua stasiun hujan memiliki pengaruh yang sama. Besarnya hujan kawasan dapat diperoleh dengan perumusan sebagai berikut :

$$\bar{R} = \frac{1}{n}(R_1 + R_2 + \cdots R_n)$$

Dimana :

\bar{R} = Curah hujan daerah.

R_1, R_2, R_n = Tinggi hujan masing – masing stasiun.

n = Jumlah stasiun penakar hujan.

(Sumber : Wesli, 2008, Hal.43)

2.2.2 Parameter Dasar Statistik

Dalam statistik dikenal beberapa parameter yang berkaitan dengan analisis data yang meliputi rata-rata, simpangan baku, koefisien variasi, dan koefisien *skewness* (kecondongan atau kemencengan). Berikut setiap jenis distribusi atau sebaran mempunyai statistik yang terdiri dari :

- Nilai Rata –Rata Tinggi Hujan

Tinggi rata-rata hujan diperoleh dengan mengambil harga rata-rata yang dihitung dari penakaran pada penakar hujan dalam area tersebut.

Adapun rumus yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i$$

(Sumber: Triatmodjo, 2008, Hal.203)

Dimana :

\bar{X} = Tinggi rata-rata hujan (mm)

X_i = Variabel random (mm)

n = Jumlah Data

- **Standart Deviasi**

Pada umumnya ukuran dispersi yang paling banyak digunakan adalah standar deviasi (Sd). Apabila penyebaran data sangat besar terhadap nilai rata – rata, maka nilai standart deviasi dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n - 1}}$$

(Sumber: Triatmodjo, Hidrologi Terapan, Hal.204)

Dimana :

Sd = Standart deviasi

\bar{X} = Nilai curah hujan rata –rata (mm)

X_i = Variabel random (mm)

n = Jumlah data

- **Koefisien Kemencengan**

Koefisien kemencengan adalah suatu nilai yang menunjukkan derajat ketidaksimetrisan dari suatu bentuk distribusi. Koefisien kemencengan/Koefisien *skewness* dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$Cs = \frac{n}{(n-1)(n-2)s^3} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3$$

(Triatmodjo, 2008, Hal. 242)

Dimana :

Cs = Koefisien *skewness*

Sd = Standart deviasi

\bar{X} = Nilai rata-rata curah hujan (mm)

X_i = Variabel random (mm)

n = Jumlah data

- **Koefisien Keruncingan**

Koefisien kurtosis digunakan untuk menentukan keruncingan kurva distribusi yang pada umumnya dibandingkan dengan distribusi normal.

$$Ck = \frac{n^2 \times \sum (X_i - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)Sd^4}$$

(Sumber: Triatmodjo, 2008; 243)

Dimana :

Ck = Koefisien kurtosis

N = Jumlah data

Sd = Standart deviasi

\bar{X} = Nilai rata –rata curah hujan (mm)

X_i = Variabel random (mm)

Perhitungan curah hujan rencana dapat dihitung dengan metode Distribusi Gumbel, Distribusi Normal, dan Distribusi Log *Pearson Type III*. Adapun sifat–sifat khas parameter statistik dari masing–masing distribusi teoritis dapat dilihat pada **tabel 2.2**.

Tabel 2.2 Parameter statistik untuk menentukan jenis distribusi

No	Distribusi	Persyaratan
1	Normal	$C_s=0$
		$C_k=3$
2	Log normal	$C_s=C_v^3+3C_v$
		$C_k=C_v^8+6C_v^6+15C_v^4+16C_v^2+3$
3	Gumbel	$C_s= 1,14$
		$C_k=5,4$
4	Log pearson III	Selain dari nilai diatas/fleksibel

(*sumber: Triatmodjo, 2008; 250*)

2.2.3 Analisa Distribusi Frekuensi

Analisa Distribusi Frekuensi adalah analisa mengenai pengulangan suatu kejadian untuk menetapkan besar nya hujan atau debit periode ulang tertentu dengan menggunakan metode perhitungan statistik, atau dengan kata lain sebelum menentukan distribusi yang akan di gunakan dalam menghitung hujan rencana maka perlu di lakukan analisa frekuensi.

Penganalisaan ini di lakukan untuk memperkirakan besarnya tinggi hujan rencana dengan periode ulang yang sudah di tentukan. Dalam perencanaan saluran drainase, periode ulang

yang digunakan tergantung dari fungsi saluran, luas daerah pelayanan dan pertimbangan ekonomis. Ada beberapa cara yang sering di gunakan dalam perhitungan hidrologi antara lain :

- Distribusi Normal
- Distribusi Gumbel
- Distribusi Log Pearson type III

Sebelum dilakukan perhitungan probabilitas dari data yang tersedia, dicoba terlebih dahulu dilakukan pemilihan distribusi yang sesuai untuk perhitungan.

2.2.3.1 Distribusi Normal

Distribusi normal bisa juga disebut dengan distribusi Gauss, perumusannya adalah :

$$X_T = \bar{X} + K_T S$$

(Sumber: Triatmodjo, 2008; 219)

Dimana :

X_T = Perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan periode ulang
(T) Tahunan

\bar{X} = Nilai rata –rata

S = Simpangan baku

K_T = Faktor frekuensi

2.2.3.2 Distribusi Gumbel

Prosedur perhitungan dengan metode Gumbel adalah sebagai berikut :

- 1) Mengurutkan data-data dari yang terbesar ke terkecil. Dalam hal ini disebut peringkat atau ranking dengan notasi m .
- 2) Dicari berapa probabilitas terjadinya suatu peristiwa ke m dengan rumusan :

$$P = \frac{m}{n+1}$$

(Sumber: Sri Harto Br, 1993; 252)

yang mana notasi n adalah banyaknya data.

- 3) Menentukan periode ulang (T) dari probabilitas tersebut dengan rumusan :

$$T = \frac{1}{P}$$

(Sumber: Subarkah, 1980; 112)

- 4) Menggunakan perumusan Gumbel yaitu :

$$X_T = x + \alpha \cdot y^T$$

(Sumber: Triatmodjo, 2008; 226)

Dimana :

$$X = \bar{X} + K \cdot s$$

(Sumber: Triatmodjo, 2008; 226)

$$y = y_n + K s_n$$

(Sumber: Triatmodjo, 2008, Hal.226)

Tabel 2.3.A Hubungan reduksi Variat Rata-Rata (Y_n) dengan jumlah data (n)

n	Y_n	n	Y_n	n	Y_n
10	0,4952	41	0,5442	72	0,5552
11	0,4996	42	0,5448	73	0,5555
12	0,5053	43	0,5453	74	0,5557
13	0,5070	44	0,5258	75	0,5559
14	0,5100	45	0,5463	76	0,5561
15	0,5128	46	0,5468	77	0,5563
16	0,5157	47	0,5473	78	0,5565
17	0,5181	48	0,5447	79	0,5567
18	0,5202	49	0,5481	80	0,5569
19	0,5220	50	0,5485	81	0,5570
20	0,5235	51	0,5489	82	0,5572
21	0,5252	52	0,5493	83	0,5574
22	0,5268	53	0,5497	84	0,5576
23	0,5283	54	0,5501	85	0,5578
24	0,5296	55	0,5504	86	0,5580
25	0,5309	56	0,5508	87	0,5581
26	0,5320	57	0,5511	88	0,5583

n	Y_n	n	Y_n	n	Y_n
27	0,5332	58	0,5515	89	0,5585
28	0,5343	59	0,5518	90	0,5586
29	0,5353	60	0,5521	91	0,5587
30	0,5362	61	0,5524	92	0,5589
31	0,5371	62	0,5527	93	0,5591
32	0,5380	63	0,5530	94	0,5592
33	0,5388	64	0,5533	95	0,5593
34	0,5396	65	0,5535	96	0,5595
35	0,5403	66	0,5538	97	0,5596
36	0,5410	67	0,5540	98	0,5598
37	0,5418	68	0,5543	99	0,5599
38	0,5424	69	0,5545	100	0,5600

Sumber : Soewarno, 1995

Tabel 2.3.B Hubungan antara deviasi standar dan reduksi variat
(σ_n) dengan jumlah data (n)

n	σ_n	n	σ_n	n	σ_n
10	0,9497	41	1,1436	72	1,1873
11	0,9676	42	1,1458	73	1,1881
12	0,9833	43	1,1480	74	1,8900
13	0,9972	44	1,1490	75	1,1898
14	1,0098	45	1,1518	76	1,1906
15	1,0206	46	1,1538	77	1,1915
16	1,0316	47	1,1557	78	1,1923
17	1,0411	48	1,1574	79	1,1930
18	1,0493	49	1,1590	80	1,1938
19	1,0566	50	1,1607	81	1,1945

n	σ_n	n	σ_n	n	σ_n
20	1,0629	51	1,1623	82	1,1953
21	1,0696	52	1,1638	83	1,1959
22	1,0754	53	1,1653	84	1,1967
23	1,0811	54	1,1667	85	1,1973
24	1,0864	55	1,1681	86	1,1980
25	1,0914	56	1,1696	87	1,1987
26	1,0961	57	1,1708	88	1,1994
27	1,1004	58	1,1721	89	1,2001
28	1,1047	59	1,1734	90	1,2007
29	1,1086	60	1,1747	91	1,2013
30	1,1124	61	1,1759	92	1,2020
31	1,1159	62	1,1770	93	1,2026
32	1,1193	63	1,1782	94	1,2032
33	1,1226	64	1,1793	95	1,2038
34	1,1255	65	1,1803	96	1,2044
35	1,1285	66	1,1814	97	1,2049
36	1,1313	67	1,1824	98	1,2055
37	1,1339	68	1,1834	99	1,2060
38	1,1363	69	1,1844	100	1,2065

Sumber : Soewarno, 1995

2.2.2.3. Distribusi Log Pearson Tipe III

Pearson telah mengembangkan banyak model matematik fungsi distribusi untuk membuat persamaan empiris dari suatu distribusi. Ada 12 tipe distribusi pearson, namun hanya distribusi log pearson III yang banyak digunakan dalam hidrologi, terutama dalam analisis data maksimum (Bambang Triatmodjo, 2010).

Persamaan distribusi Log Pearson Tipe III adalah sebagai berikut :

- Hitung harga rata-rata :

$$\overline{\log x} = \frac{\sum \log x}{n} \quad (2.8)$$

- Hitung harga standar deviasi :

$$S \log X = \sqrt{\frac{\sum (\log X - \overline{\log X})^2}{n-1}} \quad (2.9)$$

- Hitung koefisien kepencengan

$$Cs = \frac{n \sum (\log X - \overline{\log X})^3}{(n-1)(n-2)(S \log X)^3} \quad (2.10)$$

- Hitung logaritma hujan atau banjir dengan periode ulang T :

$$\log X = \overline{\log X} + k. (\overline{S \log X}) \quad (2.11)$$

Soewarno : Hidrologi Aplikasi Metode Statistika Untuk Analisa Data, Jilid 1; 38

- Hitung anti log X_T untuk mendapatkan curah hujan rencana dengan kala ulang T.
Dengan :

$\log X$ = Logaritma curah hujan rencana untuk periode ulang t tahun

K = Konstanta yang besarnya tergantung Cs (lihat tabel lampiran)

$\overline{\log X}$ = Harga rata-rata dari logaritma data

n = Jumlah data

$\overline{Sd\log X}$ = Standar deviasi dari $\overline{\log X}$

Cs = Koefisien kemencengan

Tabel 2.4 Nilai k Distribusi Pearson tipe III

(CS)	Periode Ulang (tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
3,0	-0,360	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970	7,250
2,5	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652	6,600
2,2	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,444	6,200
2,0	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,910
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,6	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990	5,390
1,4	-0,225	0,707	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	5,110
1,2	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661	4,820
1,0	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
0,9	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
0,8	-0,132	0,780	1,336	1,998	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-0,116	0,790	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	-0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	-0,050	0,824	1,309	1,849	2,211	2,544	2,856	3,525
0,2	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763	3,380
0,1	-0,017	0,836	1,292	1,785	2,107	2,400	2,670	3,235
0,0	0,000	0,842	1,282	1,751	2,053	2,326	2,576	3,090
-0,1	0,017	0,836	1,270	1,761	2,000	2,252	2,482	3,950
-0,2	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178	2,388	2,810
-0,3	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104	2,294	2,675
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201	2,540

(CS)	Periode Ulang (tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108	2,400
-0,6	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016	2,275
-0,7	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926	2,150
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733	1,837	2,035
-0,9	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749	1,910
-1,0	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664	1,800
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501	1,625
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,196	1,270	1,318	1,351	1,465
-1,6	0,254	0,817	0,994	1,116	1,161	1,197	1,216	1,280
-1,8	0,282	0,799	0,945	1,035	1,063	1,087	1,097	1,130
-2,0	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990	1,000	1,000
-2,2	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905	0,907	0,910
-2,5	0,360	0,711	0,711	0,793	0,798	0,799	0,800	0,802
-3,0	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

Sumber : Soewarno, 1995

Adapun parameter statistik dari masing-masing distribusi adalah sebagai berikut :

Hasil Cv, Sk, dan Cs dipilih setelah diuji kesesuaiannya mana hasil kriteria dan parameter statistik.

Tabel 2.5 Parameter Statistik untuk Menentukan Jenis Distribusi

No	Jenis Distribusi	Syarat Distribusi	Keterangan
1	Distribusi Normal	$C_s = 0$ dan $C_k = 3$	Bila analisis tidak ada yang memenuhi syarat maka digunakan
2	Distribusi Log Normal	$C_s > 0$ dan $C_k = 3$	
3	Distribusi Gumbel	$C_s = 1,139$ dan $C_k = 5,402$	

4	Distribusi Log Pearson III	Cs dan Ck bebas	log person type III
---	----------------------------	-----------------	----------------------------

Sumber : (Soewarno, 1995)

Di dalam memilih suatu sebaran atau fungsi tertentu dibutuhkan suatu ketelitian karena untuk satu rangkaian data tidak selalu cocok dengan sifat-sifat sebaran, termasuk sebaran frekuensi atau probabilitas tersebut walaupun nilai parameter statistiknya hampir sama. Kesalahan dalam memilih sebaran dapat mengakibatkan kerugian jika perkiraan mulai desain terlalu besar (*over estimate*) atau terlalu kecil (*under estimate*).

2.2.4 Uji Kecocokan

Untuk menentukan kecocokan distribusi dari sampel data terhadap fungsi distribusi frekuensi teoritis yang di perkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi empiris, diperlukan pengujian secara statistik. Dalam menentukan kesesuaian distribusi frekuensi pada perhitungan statistik hidrologi sering diterapkan dua cara pengujian yaitu :

- 1) Chi –Kuadrat
- 2) Smirnov–Kolmogorov

2.2.5 Uji Distribusi Analisa Frekuensi

Menurut Soewarno (1995), untuk menentukan kecocokan (*the goodness of fit test*) distribusi frekuensi dari sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi frekuensi tersebut diperlukan pengujian parameter. Pengujian parameter yang biasanya dilakukan yaitu:

2.2.5.1 Uji Chi-Kuadrat (*chi-square*)

Uji Chi-kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi yang telah dipilih dapat mewakili distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Parameter Uji Chi-kuadrat dapat dihitung dengan rumus (Soewarno, 1995):

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

dengan :

χ^2 : parameter Chi-kuadrat terhitung

G : jumlah sub-kelompok

O_i : jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke i

E_i : jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke i

Jumlah kelas distribusi dihitung dengan rumus:

$$G = I + 3.22 \log n \quad (2.13)$$

Sedangkan harga derajat kebebasan dapat dicari dengan persamaan:

$$dk = G - R - 1 \quad (2.14)$$

dengan :

dk : derajat kebebasan

G : jumlah kelas distribusi

R : parameter, untuk Chi-kuadrat = 2

Interpretasinya yaitu :

$X_h^2 < X_{cr}^2$, maka distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima,

$X_h^2 > X_{cr}^2$, maka distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima.

Tabel 2.6 Nilai Chi Kuadrat Teoritis

dk	α derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,582	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,410	34,170	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	36,172	38,076	41,638	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993

29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

Sumber : Soewarno, 1995

2.2.5.2 Uji Smirnov-Kolmogorov

Pengujian ini dilakukan dengan menggambarkan probabilitas untuk tiap data, yaitu dari perbedaan distribusi empiris dan distribusi teoritis yang disebut Δ_{\max} . Dalam bentuk persamaan dapat ditulis (Suripin, 2004):

$$\Delta_{\max} = \text{maksimum} [P - P'] \quad (2.15)$$

dengan :

Δ_{\max} : penyimpangan absolut peluang teoritis dan pengamatan

P : peluang teoritis

P' : peluang empiris

Langkah berikutnya adalah membandingkan antar Δ_{\max} dengan Δ_{cr} . Interpretasinya adalah :

- $\Delta_{\max} < \Delta_{\text{cr}}$, maka distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima,
- $\Delta_{\max} > \Delta_{\text{cr}}$, maka distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima.

Tabel 2.7 Nilai uji kritis Do untuk Smirnov-Kolmogorov

N	α (derajat kepercayaan)			
	0,2	0,1	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,3	0,34	0,4
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,2	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,2	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
N>50	$1,07/N^{0,5}$	$1,22/N^{0,5}$	$1,36/N^{0,5}$	$1,63/N^{0,5}$

Sumber : Soewarno, 1995; 199

Apabila nilai D lebih kecil dari nilai Do, maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima. Apabila D lebih besar dari Do maka secara teoritis pula distribusi yang digunakan tidak dapat diterima.

2.2.6 Perhitungan Kemiringan Eksisting Tiap Potongan

Kemiringan medan pada potongan memanjang eksisting Kali Kuncir Kanan adalah sama dengan kemiringan lahan (S). Mencari kemiringan lahan yaitu selisih elevasi maksimum dan minimum dibagi dengan panjang sungai yang ditinjau, dengan rumus sebagai berikut :

$$S = \frac{\Delta h}{L} \quad \dots (2.15)$$

(Sumber: Nadjadji, 2000; 78)

Dimana :

S = Kemiringan bidang energi

Δh = Perbandingan beda tinggi muka air (m)

L = Panjang lintasan aliran (m)

2.2.7 Analisa Intensitas Hujan

Intensitas hujan adalah jumlah hujan yang dinyatakan dalam tinggi hujan per satuan waktu, yang tergantung dari lama hujan dan frekuensi kejadiannya, yang diperoleh dari data hujan yang tersedia. Hubungan intensitas waktu hujan yang banyak dirumuskan pada umumnya tergantung dari parameter kondisi setempat. Misalnya ketika udara lembab bergerak ke atas kemudian menjadi dingin sampai melalui titik embun, maka uap air di dalamnya mengondensir sampai berbentuk butir-butir air.

Bila proses pendinginan terjadi secara besar-besaran, maka butir-butir air akan jatuh sebagai hujan (presipitasi). Sebenarnya presipitasi yang terjadi dapat juga berupa salju, es, dan sebagainya. Derasnya hujan tergantung dari banyaknya uap air yang terkandung didalam udara. Pada umumnya semakin deras hujannya, semakin pendek waktunya, oleh karena itu setelah sebagian uap air mengondensir udara semakin kering maka derasnya hujan berubah dengan waktu. Beberapa rumus intensitas hujan yang berhubungan dengan hal ini disusun sebagai rumus-rumus empiris yang dituliskan sebagai berikut :

Dr. Mononobe menuliskan perumusan intensitas untuk hujan harian sebagai berikut :

$$I = \frac{R_{24}}{24} \cdot \left(\frac{24}{T}\right)^{2/3} \text{Type equation here.}$$

(Sumber: Suyono, 1993; 32)

Dimana :

I = Intensitas hujan (mm/jam)

R_{24} = Tinggi hujan maksimum dalam 24 jam (mm)

t = Waktu hujan (jam)

- Perhitungan (waktu hujan)

$$t_c = t_0 + t_f$$

Keterangan:

t_c = Waktu konsentrasi

t_0 = Waktu yang diperlukan air untuk mengalir diatas permukaan tanah

- *Overland flow time* (t_0)

$$t_0 = 0.0195 \cdot \left(\frac{L^2}{\sqrt{I_0}} \right)^{0,77} \text{ menit}$$

Keterangan:

L = Jarak titik terjauh terhadap system saluran yang di tinjau

I_0 = Kemiringan rata-rata permukaan tanah kearah saluran yang di tinjau

- *Channel flow time* (t_f)

$$t_f = L/V$$

Keterangan:

L = Panjang saluran (meter)

V = Kecepatan aliran dalam saluran

2.2.8 Analisa Koefisien Pengaliran / Run-off Coefficient

Koefisien pengaliran adalah perbandingan besarnya aliran permukaan (bagian hujan yang membentuk limpasan) dengan hujan total. Hujan yang jatuh diatas permukaan tanah, sebelum melimpas atau mengalir diatas permukaan tanah akan mengalami intersepsi (membasahi segala sesuatu di atas permukaan tanah seperti tanaman, bangunan, pohon), infiltrasi (merembesnya air dari muka tanah ke dalam tanah yang nilainya tergantung dari jenis dan kondisi tanah) dan retensi depresi permukaan (air hujan mengisi celah atau retakan dan cekungan tanah) yang merupakan kehilangan air. Hujan total – kehilangan air merupakan limpasan permukaan. Sehingga mencari koefisien pengaliran bisa didapat dari rumus $C = Q_{run-off} \text{ dibagi } Q_{hujan}$.

Koefisien Pengaliran dipengaruhi oleh jenis tanah, kemiringan muka tanah, intensitas hujan, serta tata guna lahan. Misalnya pada tata guna lahan seperti pada **tabel 2.9**, Bangunan semakin padat menyebabkan koefisien C besar. Intensitas hujan tinggi menyebabkan koefisien C tinggi, sebab infiltrasi dan kehilangan air lainnya hanya berpengaruh kecil pada limpasan. Koefisien C untuk suatu wilayah permukiman (blok, kelompok) dimana jenis permukaannya lebih dari satu macam sangat bervariasi, sehingga diambil harga rata-ratanya (komposit) dengan rumus berikut :

$$C_{rata-rata} = \frac{\sum C_i A_i}{\sum A}$$

(Sumber: Triatmodjo, 2008; 145)

Dimana :

C_i = Koefisien pengaliran untuk bagian daerah yang ditinjau dengan satu jenis permukaan

A_i = Luas bagian daerah yang ditinjau

2.2.8.1 Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran adalah suatu variabel yang didasarkan pada kondisi daerah pengaliran dan karakteristik hujan yang jatuh di daerah tersebut. Adapun kondisi dan karakteristik yang dimaksud adalah sebagai berikut :

- Keadaan hujan
- Luas dan bentuk daerah aliran sungai
- Kemiringan daerah aliran dan kemiringan dasar sungai
- Daya infiltrasi dan perkolasi tanah
- Kelembaban tanah, suhu udara, dan angin serta evaporasi
- Tata guna lahan

Tabel 2.8 Angka Koefisien Pengaliran

Kondisi DAS	Angka Pengaliran
Pegunungan	0,75-0,90
Pegunungan Tersier	0,70-0,80
Tanah berelief berat dan berhutan	0,50-0,75
Dataran pertanian	0,45-0,60
Dataran sawah irigasi	0,70-0,80
Sungai di pegunungan	0,75-0,85
Sungai di dataran rendah	0,45-0,75
Sungai besar yang sebagian alirannya di dataran rendah	0,50-0,75

Sumber : Suyono Sosrodarsono (1980)

2.2.9 Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

Hidrograf adalah kurva yang memberi hubungan antara parameter aliran dan waktu. Parameter tersebut bisa berupa kedalaman aliran (elevasi) atau debit aliran; sehingga terdapat dua macam hidrograf yaitu hidrograf muka air dan hidrograf debit. Hidrograf muka air dapat ditransformasikan menjadi hidrograf debit dengan menggunakan *rating curve*. Untuk selanjutnya yang dimaksud dengan hidrograf adalah hidrograf debit, kecuali apabila dinyatakan lain.

Pada tahun 1932, L.K. Sherman mengenalkan konsep hidrograf satuan, yang banyak digunakan untuk melakukan transformasi dari hujan menjadi debit aliran. Hidrograf satuan didefinisikan sebagai hidrograf limpasan langsung (tanpa aliran dasar) yang tercatat di ujung hilir DAS yang ditimbulkan oleh hujan efektif sebesar 1 mm yang terjadi secara merata di permukaan DAS dengan intensitas tetap dalam suatu durasi tertentu.

Metode hidrograf satuan banyak digunakan untuk memperkirakan banjir rancangan. Metode ini relatif sederhana, mudah penyerapannya, tidak memerlukan data yang kompleks dan memberikan hasil rancangan yang cukup teliti. Data yang diperlukan untuk menurunkan hidrograf satuan terukur di DAS yang ditinjau adalah data hujan otomatis dan pencatatan debit di titik kontrol. Beberapa anggapan dalam penggunaan hidrograf satuan adalah sebagai berikut ini.

1. Hujan efektif mempunyai intensitas konstan selama durasi hujan efektif. Untuk memenuhi anggapan ini maka hujan deras yang dipilih adalah hujan dengan durasi singkat.
2. Hujan efektif terdistribusi secara merata pada seluruh DAS. Dengan anggapan ini maka hidrograf satuan tidak berlaku

untuk DAS yang sangat luas, karena itu sulit untuk mendapatkan hujan yang merata di seluruh DAS. Penggunaan pada DAS yang sangat luas dapat dilakukan dengan cara membagi DAS menjadi sejumlah sub DAS, dan pada setiap sub DAS dilakukan analisis hidrograf satuan.

Dari data hujan dan hidrograf limpasan langsung yang tercatat setiap interval waktu tertentu (misalnya tiap jam), selanjutnya dilakukan pemilihan data untuk analisis tahap selanjutnya. Untuk penurunan hidrograf satuan, dipilih kasus banjir dan hujan penyebab banjir dengan kriteria berikut ini.

1. Hidrograf banjir berpuncak tunggal, hal ini dimaksudkan untuk memudahkan analisis.
2. Hujan penyebab banjir terjadi merata diseluruh DAS, hal ini dipilih untuk memenuhi kriteria teori hidrograf satuan.
3. Dipilih kasus banjir dengan debit yang memiliki puncak yang relatif cukup besar.

Berdasarkan kriteria tersebut, maka akan terdapat beberapa kasus banjir. Untuk masing-masing kasus banjir diturunkan hidrograf satuannya. Hidrograf satuan yang dianggap dapat mewakili DAS yang ditinjau adalah hidrograf satuan rerata yang diperoleh dari beberapa kasus banjir tersebut.

Di daerah dimana data hidrologi tidak tersedia untuk menurunkan hidrograf satuan, maka dibuatlah hidrograf satuan sintesis yang didasarkan pada karakteristik fisik dari DAS. Metode Nakayasu adalah salah satu dari beberapa metode yang biasa digunakan dalam perhitungan hidrograf satuan sintesis ini.

Hidrograf satuan sintesis Nakayasu dikembangkan berdasar pada beberapa sungai di Jepang (Soemarto, 1987). Bentuk HSS Nakayasu diberikan oleh Gambar 2.1 dan persamaan berikut ini.

$$Q_p = \frac{1}{3,6} \left(\frac{A R_e}{0,3 T_p + T_{0,3}} \right)$$

$$T_p = t_g + 0,8 T_r$$

$$t_g = 0,4 + 0,058 L \quad \text{untuk } L > 15 \text{ km}$$

$$t_g = 0,21 L^{0,7} \quad \text{untuk } L < 15 \text{ km}$$

$$T_{0,3} = \alpha t_g$$

$$t_r = 0,5 t_g \text{ sampai } t_g$$

Dimana:

Q_p = debit puncak banjir

A = luas DAS (km^2)

R_e = curah hujan efektif (1 mm)

T_p = waktu dari permulaan banjir sampai puncak hidrograf (jam)

$T_{0,3}$ = waktu dari puncak banjior sampai 0,3 kali debit puncak (jam)

t_g = waktu konsentrasi (jam)

T_r = satuan waktu dari curah hujan (jam)

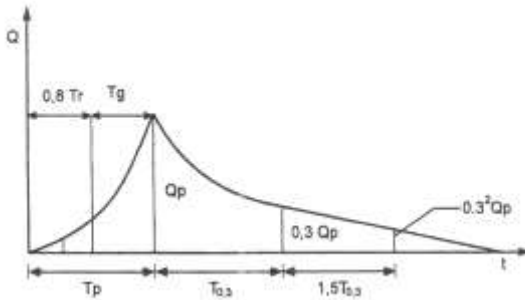
α = koefisien karakteristik DAS biasanya diambil dua

L = panjang sungai utama (km)

Bentuk hidrograf satuan diberikan oleh persamaan berikut:

1. Pada kurva naik ($0 < t < T_p$)

$$Q_t = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4}$$



Gambar 2.1. Hidrograf satuan Sintesis Nakayasu

2. Pada kurva turun ($T_p < t < T_p + T_{0,3}$)

$$Q_r = Q_p \times 0,3^{(t-T_p)/T_{0,3}}$$

3. Pada kurva turun ($T_p + T_{0,3} < t < T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}$)

$$Q_t = Q_p \times 0,3^{[(t-T_p)+(0,5T_{0,3})]/(1,5T_{0,3})}$$

4. Pada kurva turun ($t > T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}$)

$$Q_t = Q_p \times 0,3^{[(t-T_p)+(1,5T_{0,3})]/(2T_{0,3})}$$

2.3 Analisa Hidrolika

Analisa hidrolika diperlukan untuk mengetahui perencanaan teknis sistem drainase dengan persyaratan teknis. Analisa ini diantaranya meliputi perhitungan kapasitas saluran.

2.3.1 Kapasitas Saluran

Perencanaan saluran drainase untuk penanggulangan banjir harus berdasarkan pertimbangan kapasitas tampung saluran yang ada baik tinjauan hidrolis maupun elevasi kondisi lapangan.

Tinjauan hidrolis dimaksudkan untuk melakukan evaluasi kapasitas tampungan saluran dengan debit banjir ulang 10 tahun, sedangkan evaluasi kondisi di lapangan adalah didasarkan pengamatan secara langsung di lapangan untuk mengetahui apakah saluran yang ada mampu atau tidak

mampu mengalirkan air secara langsung pada saat hujan. Rumus kecepatan rata-rata pada perhitungan dimensi penampang saluran menggunakan rumus Manning :

$$v = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (2.20)$$

$$Q = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} A \dots\dots\dots (2.21)$$

$$R = \frac{A}{P} \dots\dots\dots (2.22)$$

keterangan :

V = Kecepatan rata-rata (m/det)

n = Koefisien Manning

R = Jari-jari Hidrolik (m)

S = Kemiringan dari permukaan air atau gradient energy atau dari dasar saluran

Q = Debit aliran dalam saluran (m³/det)

A = Luas penampang basah (m²)

P = Keliling basah (m)

(Sugiyanto.2002:106)

Tabel 2.7 Harga Koefisien Kekasaran Manning (n)

No	Tipe saluran dan jenis bahan	Harga		
		Minimum	Normal	Maksimum
1	Beton			
	• Gorong-gorong lurus dan bebas dari kotoran	0,010	0,011	0,013
	• Gorong-gorong dengan lengkungan dan sedikit kotoran/gangguan	0,011	0,013	0,014
	• Beton dipoles	0,011	0,012	0,014
	• Saluran pembuang dengan bak kontrol	0,013	0,015	0,017
2	Tanah, lurus dan seragam			
	• Bersih baru	0,016	0,018	0,020
	• Bersih telah melapuk	0,018	0,022	0,025
	• Berkerikil	0,022	0,025	0,030
No	Tipe saluran dan jenis bahan	Harga		

		Minimum	Normal	Maksimum
3	Saluran alam			
	• Bersih lurus	0,025	0,030	0,030
	• Bersih, berkelok-kelok	0,033	0,040	0,045
	• Banyak tanaman pengganggu	0,050	0,070	0,08
	• Dataran banjir berumput pendek-tinggi	0,025	0,030	0,035
	• Saluran di belukar	0,035	0,050	0,07

2.3.2 Perhitungan Saluran Berpenampang Persegi

Untuk saluran yang berpenampang persegi seperti *box culvert* dimensinya dapat direncanakan dengan rumusan-rumusan sebagai berikut:

$$A = Bh \quad \dots\dots\dots (2.23)$$

$$P = B+2h \quad \dots\dots\dots (2.24)$$

$$R = \frac{A}{P} \quad \dots\dots\dots (2.25)$$

$$T = B \quad \dots\dots\dots (2.26)$$

$$D = h \quad \dots\dots\dots (2.27)$$

Keterangan :

A = Luas penampang saluran (m^2)

B = Lebar saluran (m)

h = Tinggi saluran (m)

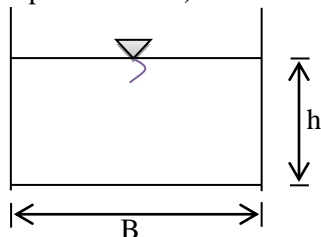
R = Jari-jari hidrolis (m)

P = Keliling basah saluran (m)

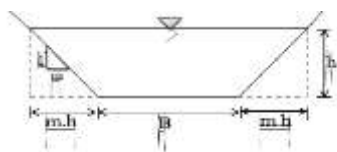
T = Lebar puncak (m)

D = Kedalaman hidrolis (m)

(Suripin.2003:147)



Gambar 2.1. Penampang persegi empat



Gambar 2.2. Penampang Melintang Saluran Berbentuk Trapezium

2.3.3 Perhitungan Saluran Berpenampang Trapesium

Untuk saluran yang berpenampang trapesium, dimensinya dapat direncanakan dengan rumusan-rumusan sebagai berikut:

$$A = (B+mh)h$$

$$P = B+2h\sqrt{m^2+1}$$

$$R = \frac{A}{P}$$

$$T = B+2mh$$

$$D = \frac{(B+mh)h}{B+2mh}$$

Keterangan :

A = Luas penampang saluran (m²)

B = Lebar saluran (m)

h = Tinggi saluran (m)

R = Jari-jari hidrolis (m)

P = Keliling basah saluran (m)

T = Lebar puncak (m)

D = Kedalaman hidrolis (m)

(Suripin.2003:148)

Tabel 2.9 Koefisien Penyebaran Hujan

Luas Catchment Area (km ²)	Koefisien β
0-4	1
5	0,995
10	0,980
15	0,995
20	0,20
25	0,875
30	0,820
50	0,500

BAB III

METODOLOGI

3.1 Persiapan

Tahap persiapan sangat penting karena pada tahap ini akan dirancang tahapan – tahapan berikutnya. Pada tahapan ini kami menyusun proyek akhir dan mengurus surat – surat sebagai kelengkapan administrasi demi kelengkapan proyek akhir ini.

3.2 Studi Literatur

Adalah mempelajari literatur yang berkaitan dengan permasalahan-permasalahan, buku yang di pakai antara lain :

- Hidrologi Aplikasi Statistik untuk Analisa Data
- Hidrologi untuk Perencanaan Bangunan Air
- Hidrolika Saluran Terbuka
- Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan

3.3 Pengumpulan Data

Pengumpulan data diperoleh dari data primer dan data sekunder

1. Data Primer:

- Data pengukuran
- Data survei

2. Data Sekunder:

- Peta sistem drainase
- Peta genangan
- Peta stasiun hujan
- Peta lokasi
- Peta Topografi
- Data curah hujan
- Tata guna Lahan

3.4 Mengidentifikasi Masalah

Dari data yang sudah didapatkan, maka secara tidak langsung sudah diketahui sebab permasalahannya. Dari sebab dugaan sementara tersebut, maka dapat direncanakan langkah-langkah untuk menyelesaikan permasalahan dengan menggunakan solusi-solusi yang berdasarkan oleh teori-teori dan studi literatur yang sudah ditetapkan.

3.5 Sistematika Penyelesaian Masalah

Penyusunan penyelesaian masalah berdasarkan perencanaan system pengendalian banjir, yaitu meliputi :

3.5.1 Kajian Hidrologi

3.5.1.1 Perhitungan curah hujan rata-rata

Perhitungan curah hujan rata-rata dilakukan dengan mengolah data-data hujan yang sudah didapat dari masing-masing stasiun penakar hujan. Menggunakan metode *Arithmetic Mean* jika curah hujan yang didapat dengan mengambil nilai rata-rata hitung dari pengukuran hujan pada pos-pos penakar di daerah tersebut.

3.5.1.2 Menentukan curah hujan harian maksimum rencana

Dari data curah hujan maksimum yang di ambil dari beberapa stasiun penakar hujan, kita dapat memperkirakan hujan rencana untuk masing-masing periode waktu. Metode yang digunakan adalah Gumbel dan Log Pearson Type III.

3.5.1.3 Uji kesesuaian Distribusi

Pengujian ini dipakai untuk mengetahui apakah suatu data jenis sebaran yang dipilih penggambarannya pada kertas probabilitas, perlu dilakukan pengujian lebih lanjut. Pengujian itu dengan 2 cara, yaitu :

1) Uji Smirnov Kolmogorov

Pengujian ini dilakukan dengan menggambarkan probabilitas untuk setiap data distribusi teoritis dan empiris.

2) Uji Chi Kuadrat

Pengujian ini digunakan untuk menguji apakah distribusi pengamatan dapat disamai dengan baik oleh distribusi teoritis.

3.5.1.4 Perhitungan Debit Rencana

Perhitungan ini dipakai untuk mengetahui sebagai dasar untuk merencanakan tingkat bahaya banjir pada suatu kawasan dengan penerapan angka-angka kemungkinan terjadinya banjir karena metode ini pengembangannya sangat sederhana dan memasukkan parameter sebagai unsure pokok, selain sifat-sifat hujan masukkan, jenis dan parameter tidak diperinci secara satu per satu, akan tetapi pengaruh secara keseluruhan ditampilkan sebagai koefisien limpasan.

3.5.2 Kajian Hidrolika

3.5.2.1 Perhitungan Full Bank Capacity

Tujuan perhitungan ini adalah untuk mengetahui apakah penampang palung sungai ekisting mampu mengalirkan debit yang ada dengan aman atau meluber.

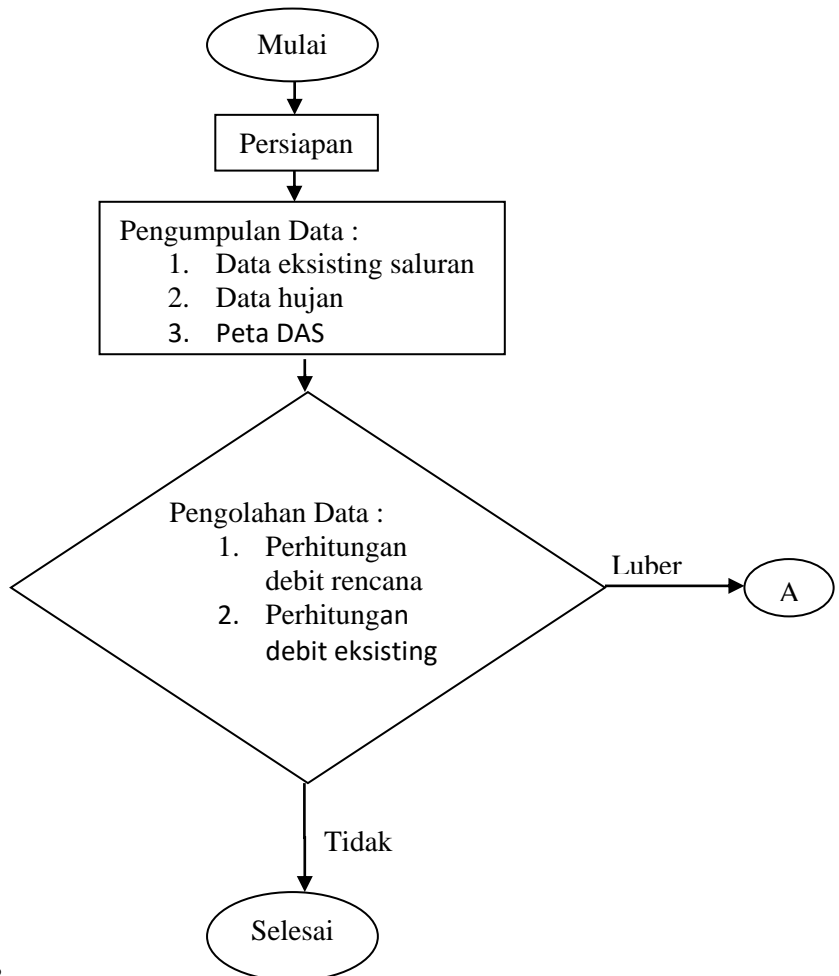
3.5.2.2 Perbandingan Q Full Bank Capacity dengan Q rencana

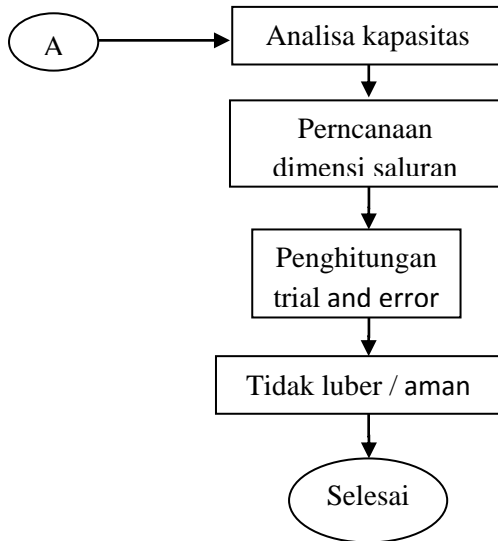
Perbandingan ini dimaksudkan untuk mengetahui manakah metode yang akan digunakan untuk mencari Q rencana dengan metode Rasional yang mempunyai Q rencana lebih efektif Q Full Bank Capacity, sehingga dapat dipakai sebagai dasar perencanaan.

3.5.2.3 Desain Saluran

Tujuan pembuatan desain saluran untuk mengevaluasi saluran ekisting dan merencanakan kembali arah aliran saluran pada lokasi yang ditinjau.

Urutan perencanaan dalam pengerjaan tugas akhir ini akan dijelaskan dalam gambar 3.1





Gambar 3.1 Skema Pengerjaan Tugas Akhir

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV

ANALISA PERHITUNGAN

4.1. Analisa Hidrologi

Analisa hidrologi mempunyai peranan penting dalam hal yang berkaitan air, khususnya dalam pengendalian banjir. Hasil dari analisis ini digunakan untuk mengetahui besarnya debit banjir yang terjadi.

4.1.1. Analisa Frekuensi

Analisa frekuensi adalah analisa untuk mengetahui pengulangan suatu kejadian untuk mengetahui besarnya hujan atau debit periode ulang tertentu dengan menggunakan metode perhitungan statistik. Periode ulang diartikan sebagai waktu yang diduga dimana hujan atau debit dengan besaran tertentu akan disamai atau dilampaui sekali dalam jangka waktu tersebut.

Analisa ini dapat dilakukan dengan data yang diperoleh dari pengamatan dan data hujan. Analisa frekuensi ini didasarkan pada sifat statistik dari data yang tersedia untuk memperoleh probabilitas besaran hujan atau debit dimasa yang akan datang. Adapun distribusi probabilitas yang dipakai adalah distribusi dari variabel acak kontinyu diantaranya :

- Metode Gumbel
- Metode Distribusi Normal
- Metode Distribusi Log Pearson Tipe III

4.1.2. Uji Parameter Statistik

Sebelum dilakukan perhitungan distribusi probabilitas dari data yang tersedia, dilakukan terlebih dahulu uji parameter statistik terhadap data yang ada sebab masing-masing distribusi yang disebutkan memiliki sifat-sifat yang khas sehingga data hidrologi harus diuji kesesuaiannya dengan

sifat statistik masing-masing. Pemilihan distribusi yang tidak tepat dapat menyebabkan kesalahan perkiraan yang cukup besar baik *over estimate* maupun *under estimate* yang keduanya tidak diinginkan.

Setiap distribusi atau sebaran mempunyai statistik diantaranya terdiri dari :

- \bar{X} = Nilai rata-rata (*Mean*)
- Sd = Standard Deviasi (*Standard Deviation*)
- Cv = Koefisien variasi (*Coeffisien Variation*)
- Ck = Koefisien ketajaman (*Coeffisien Kurtosis*)
- Cs = Koefisien kemencengan (*Coeffisien Skewness*)

Dimana parameter tersebut dicari berdasarkan rumus seperti dibawah ini :

- Nilai rata-rata (*Mean*)

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{N}$$

- Standard Deviasi (Sd)

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{N - 1}}$$

- Koefisien variasi (Cv)

$$Cv = \frac{Sd}{\bar{X}}$$

- Koefisien kemencengan (Cs)

$$Cs = \frac{\sum (X - \bar{X})^3 N}{(N - 1)(N - 2)Sd^3}$$

- Koefisien ketajaman (Ck)

$$Ck = \frac{\sum (X - \bar{X})^4 N^2}{(N - 1)(N - 2)(N - 3)Sd^4}$$

Adapun sifat-sifat parameter statistik dari masing-masing distribusi teoritis tersebut adalah sebagai berikut :

- Distribusi Normal memiliki harga $Cs = 0$ dan $Ck = 3$.
- Distribusi Gumbel memiliki harga $Cs = 1,139$ dan $Ck = 5,403$.
- Distribusi Pearson Type III memiliki harga Cs dan Ck yang fleksibel.
- Distribusi Log Pearson Type III memiliki harga $Cs = 0 < Cs < 9$.

4.1.3 Perhitungan Uji Parameter Statistik

Data yang digunakan adalah data curah hujan sesuai dengan tabel 4.1. Pada tabel 4.1 disajikan data curah hujan yang terdapat pada stasiun penangkar hujan yang terdapat pada 4 stasiun penangkar hujan. Dalam hal ini untuk melakukan uji parameter statistik, data curah hujan tersebut diambil dari hujan maksimal dalam tahun tersebut. Lalu dilakukan pengurutan data dari yang terbesar sampai terkecil. Lalu data dari stasiun hujan itu diolah menggunakan perhitungan aritmatika dengan perumusan sebagai berikut :

$$\bar{R} = 1/n(R_1 + R_2 + R_3 +R_n)$$

Dimana :

- | | |
|----------------------|--|
| \bar{R} | = Tinggi hujan rata-rata daerah aliran |
| R_1, R_2, R_3, R_n | = Tinggi hujan masing-masing stasiun |
| n | = Banyaknya stasiun penakar hujan |

Tabel 4.1 Perhitungan Curah Hujan Rata - Rata Harian Maksimum

No	Tahun	Sta. Bono	Curah Hujan Harian Maksimum
			(mm)
1	1995	98	98
2	1996	212	212
3	1997	134	134
4	1998	160	160
5	1999	105	105
6	2000	85	85
7	2001	95	95
8	2002	55	55
9	2003	95	95
10	2004	75	75
11	2005	60	60
12	2006	70	70
13	2007	60	60
14	2008	75	75
15	2009	75	75
16	2010	170	170
17	2011	140	140
18	2012	100	100
19	2013	98	98
20	2014	157	157

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.2 Perhitungan Parameter Statistik Curah Hujan Rata - Rata Harian Maksimum

No	Tahun	Xi (mm)	Xi urut (mm)	\bar{X} (mm)	$(Xi - \bar{X})$ (mm)	$(Xi - \bar{X})^2$ (mm) ²	$(Xi - \bar{X})^3$ (mm) ³	$(Xi - \bar{X})^4$ (mm) ⁴
1	1995	98	55	105.950	-50.950	2595.903	-132261.232	6738709.790
2	1996	212	60	105.950	-45.950	2111.403	-97018.945	4458020.517
3	1997	134	60	105.950	-45.950	2111.403	-97018.945	4458020.517
4	1998	160	70	105.950	-35.950	1292.403	-46461.870	1670304.222
5	1999	105	75	105.950	-30.950	957.903	-29647.082	917577.200
6	2000	85	75	105.950	-30.950	957.903	-29647.082	917577.200
7	2001	95	75	105.950	-30.950	957.903	-29647.082	917577.200
8	2002	55	85	105.950	-20.950	438.903	-9195.007	192635.405
9	2003	95	95	105.950	-10.950	119.903	-1312.932	14376.610
10	2004	75	95	105.950	-10.950	119.903	-1312.932	14376.610
11	2005	60	98	105.950	-7.950	63.203	-502.460	3994.556
12	2006	70	98	105.950	-7.950	63.203	-502.460	3994.556
13	2007	60	100	105.950	-5.950	35.403	-210.645	1253.337
14	2008	75	105	105.950	-0.950	0.903	-0.857	0.815
15	2009	75	134	105.950	28.050	786.803	22069.810	619058.174
16	2010	170	140	105.950	34.050	1159.403	39477.655	1344214.157
17	2011	140	157	105.950	51.050	2606.103	133041.533	6791770.241
18	2012	100	160	105.950	54.050	2921.403	157901.805	8534592.567
19	2013	98	170	105.950	64.050	4102.403	262758.880	16829706.272
20	2014	157	212	105.950	106.050	11246.603	1192702.195	126486067.793
Jumlah	=	2119				34648.950	1333212.345	180913827.735
Rata2	=	105.950						

Sumber : Hasil Perhitungan

Perhitungan parameter statistik

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{N} = \frac{2119}{20} = 105,950 \text{ mm}$$

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{N - 1}} = \sqrt{\frac{34648,95}{19}} = 42,704$$

$$Cs = \frac{\sum (X - \bar{X})^3 N}{(N - 1)(N - 2)Sd^3}$$

$$= \frac{1333212,345 \times 20}{(19)(18)(42,704)^3}$$

$$= 1,001$$

$$Ck = \frac{\sum (X - \bar{X})^4 N^2}{(N-1)(N-2)(N-3)Sd^4}$$

$$= \frac{(180913827,735)^4 (20)^2}{(19)(18)(17)(42,704)^4}$$

$$= 0,391$$

Tabel 4.3 Hasil perhitungan parameter statistik

X Total	2119
Standard Deviasi	42,704
Cs	1,001
Ck	0,391

Sumber : Hasil Perhitungan

Acuan untuk menentukan metode yang akan digunakan berdasarkan nilai koefisien kemencengan (Cs) dan koefisien ketajaman (Ck) adalah sebagai berikut :

- Distribusi Normal memiliki harga Cs = 0 dan Ck = 3.
- Distibusi Gumbel memiliki harga Cs = 1,139 dan Ck = 5,403.
- Distribusi Log Pearson Type III memiliki harga Cs = 0 < Cs < 9.

Dari perhitungan data parameter statistik sebagai mana tabel diatas dapat diketahui bahwa metode distribusi yang dipakai adalah distribusi Log Pearson Type III.

4.1.4 Uji Distribusi

- **Metode Distribusi Log Pearson Tipe III**

Untuk perhitungan distribusi Log Pearson Tipe III, tidak berbeda dengan perhitungan awal data parameter statistik sebab persamaan yang dipakai adalah sama sehingga hasil perhitungannya akan sama. Untuk lebih lengkap hasilnya perhitungan dengan Metode Log Pearson Type III dapat dilihat pada tabel 4.4.

Tabel 4.4 Perhitungan Parameter Metode Distribusi Log Pearson Tipe III

No	Xi Urut	Log Xi	Log X	Log Xi- Log X	(Log Xi- Log X) ²	(Log Xi- Log X) ³	(Log Xi- Log X) ⁴
1	55	1.74036269	1.99427459	-0.25391190	0.06447125	-0.01637002	0.00415654
2	60	1.77815125	1.99427459	-0.21612334	0.04670930	-0.01009497	0.00218176
3	60	1.77815125	1.99427459	-0.21612334	0.04670930	-0.01009497	0.00218176
4	70	1.84509804	1.99427459	-0.14917655	0.02225364	-0.00331972	0.00049522
5	75	1.87506126	1.99427459	-0.11921333	0.01421182	-0.00169424	0.00020198
6	75	1.87506126	1.99427459	-0.11921333	0.01421182	-0.00169424	0.00020198
7	75	1.87506126	1.99427459	-0.11921333	0.01421182	-0.00169424	0.00020198
8	85	1.92941893	1.99427459	-0.06485567	0.00420626	-0.00027280	0.00001769
9	95	1.97772361	1.99427459	-0.01655099	0.00027394	-0.00000453	0.00000008
10	95	1.97772361	1.99427459	-0.01655099	0.00027394	-0.00000453	0.00000008
11	98	1.99122608	1.99427459	-0.00304852	0.00000929	-0.00000003	0.00000000
12	98	1.99122608	1.99427459	-0.00304852	0.00000929	-0.00000003	0.00000000
13	100	2.00000000	1.99427459	0.00572541	0.00003278	0.00000019	0.00000000
14	105	2.02118930	1.99427459	0.02691471	0.00072440	0.00001950	0.00000052
15	134	2.12710480	1.99427459	0.13283021	0.01764386	0.00234364	0.00031131
16	140	2.14612804	1.99427459	0.15185344	0.02305947	0.00350166	0.00053174
17	157	2.19589965	1.99427459	0.20162506	0.04065266	0.00819660	0.00165264
18	160	2.20411998	1.99427459	0.20984539	0.04403509	0.00924056	0.00193909
19	170	2.23044892	1.99427459	0.23617433	0.05577831	0.01317341	0.00311122
20	212	2.32633586	1.99427459	0.33206127	0.11026469	0.03661463	0.01215830
Jumlah	=	39.88549186			0.51974293	0.02784586	0.02934387
Rata2	=	1.994274593					

Sumber : Hasil Perhitungan

Perhitungan parameter statistik dengan metode Log Pearson Tipe III adalah :

$$\overline{\text{Log}X} = \frac{\sum \text{Log}X}{N} = \frac{39,8854}{20} = 1,995 \text{ mm}$$

$$\overline{\text{SdLog}X} = \sqrt{\frac{\sum (\text{Log}X - \overline{\text{Log}X})^2}{N-1}} = \sqrt{\frac{0,519}{19}} = 0,165$$

$$C_v = \frac{\overline{\text{SdLog}X}}{\overline{\text{Log}X}} = \frac{0,165}{1,995} = 0,004$$

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{\sum (\text{Log}X - \overline{\text{Log}X})^3 N}{(N-1)(N-2)\overline{\text{Sd}}^3} \\ &= \frac{0,027 \times 20}{(19)(18)(0,165)^3} \\ &= 0,359 \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas selanjutnya akan dihitung hujan rencana dengan periode ulang tertentu menggunakan persamaan :

$$\text{Log}X = \overline{\text{Log}X} + K * \overline{\text{SdLog}X}$$

Dimana :

X_t	= Curah hujan dengan periode ulang tertentu
$\overline{\text{Log}X}$	= Curah hujan rata-rata
K	= Faktor dari distribusi Log Pearson Type III
$\overline{\text{SdLog}X}$	= Standard deviasi

Tabel 4.5 Hasil Perhitungan Distribusi Pearson Type III

Periode Ulang	$\log \bar{x}$	s	K	$\log X_t$	Hujan Rencana
T (Tahun)					(mm)
2	1.994	0.165	-0.059	1.984	96.483
5	1.994	0.165	0.862	2.137	137.028
10	1.994	0.165	1.363	2.220	165.858
25	1.994	0.165	1.912	2.311	204.410

Sumber : Hasil Perhitungan

4.1.5 Uji Kesesuaian Distribusi

Untuk menentukan kecocokan distribusi frekuensi dari contoh terhadap fungsi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi frekuensi tersebut diperlukan pengujian parameter yang dalam hal ini menggunakan :

1. Uji Chi-Kuadrat
2. Uji Smirnov-Kolmogorov

Umumnya pengujian dilaksanakan dengan cara menggambarkan data pada kertas peluang dan menentukan apakah data tersebut merupakan garis lurus, atau dengan membandingkan kurva frekuensi teoritisnya.

Apabila dalam pengujian fungsi distribusi yang dipilih memenuhi ketentuan persyaratan kedua uji tersebut diatas, maka perumusan distribusi yang dipilih dapat diterima dan jika tidak akan ditolak.

4.1.5.1 Uji Chi-Kuadrat

Uji Chi-Kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi yang telah dipilih dapat mewakili dari statistik sampel data yang dianalisis. Sebelum melakukan kesesuaian distribusi pada masing-masing metode terlebih dahulu melakukan pengelompokan data sebagai berikut :

Langkah – langkah Uji Chi Kuadrat adalah sebagai berikut :

- 1) Urutkan data pengamatan dari nilai terbesar sampai nilai terkecil.
- 2) Menghitung jumlah sub grup, sehingga didapatkan :
Jumlah data (n) = 20

$$\begin{aligned}\text{Jumlah kelas (k)} &= 1 + 3,322 \log (n) \\ &= 1 + 3,322 \log 20 \\ &= 5,322 \rightarrow \text{daipakai } 5\end{aligned}$$

- 3) Menghitung interval pada tiap subgrup, sehingga didapatkan :

$$(P) = \frac{1}{6} = 0,167 \text{ Besarnya peluang untuk setiap}$$

sub-sub bagian adalah :

- Sub kelas 1 = $X < 1,885$
 - Sub kelas 2 = $1,885 - 1,953$
 - Sub kelas 3 = $1,953 - 2,036$
 - Sub kelas 4 = $2,036 - 2,133$
 - Sub kelas 5 = $X > 2,133$
- 4) Menentukan jumlah data pada masing – masing interval, selanjutnya dinyatakan dalam O_i .
 - 5) Menghitung perbandingan jumlah data dengan jumlah sub grup yang telah ditentukan sehingga didapatkan :

$$\text{Nilai perbandingan} = \frac{20}{5} = 4 \quad \text{Selanjutnya}$$

dinyatakan dalam E_i .

- 6) Menghitung nilai $(O_i - E_i)^2$
- 7) Menghitung nilai $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$

- 8) Tentukan derajat kebebasan $dk = G - R - 1$ (Nilai $R = 2$ untuk distribusi Normal dan Binomial), sehingga didapatkan.

$$dk = 5 - 2 - 1$$

$$= 2$$

Untuk hasil dari uji masing – masing distribusi dapat dilihat pada perhitungan berikut ini :

Tabel 4.6. Hasil uji Chi-Kuadrat Distribusi Pearson Type III

No.	I	Jumlah data		Oi-Ei	(Oi-Ei) ² /Ei
		Oi	Ei		
1	$R \leq 1,885$	4	4	0	0.000
2	$1,885 < R \leq 1,953$	4	4	0	0.000
3	$1,953 < R \leq 2,036$	6	4	2	1.000
4	$2,036 < R \leq 2,133$	1	4	-3	2.250
5	$R > 2,133$	5	4	1	0.250
		20	20		3.500

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari tabel di atas didapat harga $Xh^2 = 3,5$, dengan derajat kebebasan $(dk) = 5 - 2 - 1 = 2$. Berdasarkan tabel nilai kritis untuk distribusi Chi-Kuadrat, maka nilai kritis untuk Chi-Kuadrat pada derajat kepercayaan $(\alpha) = 5\%$ diperoleh nilai $X^2 = 5,991$ berdasarkan perhitungan didapat kesimpulan bahwa $Xh^2 < X^2$ yaitu : $3,5 < 5,991$ sehingga persamaan Distribusi Pearson Type III dapat diterima.

4.1.5.2 Uji Smirnov Kolmogorov

Uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov, sering juga disebut uji kecocokan non parametik (non parametric test), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu (Soewarno,1995).

Perhitungan uji Smirnov-Kolmogorov bisa dilihat pada Tabel 4.7.

Tabel 4.7 Perhitungan *Smirnov-Kolmogorov* untuk *Log Pearson Tipe III*

m	Log X	Log X rata-rata	P(X)	P(X<)	f(t)	P'(X)	P'(X<)	D
1	1.740	1.994	0.048	0.952	-1.53520	0.07044	0.92956	-0.02282
2	1.778		0.095	0.905	-1.30672	0.10398	0.89602	-0.00874
3	1.778		0.143	0.857	-1.30672	0.11742	0.88258	0.02544
4	1.845		0.190	0.810	-0.90195	0.16446	0.83554	0.02602
5	1.875		0.238	0.762	-0.72079	0.24990	0.75010	-0.01180
6	1.875		0.286	0.714	-0.72079	0.24990	0.75010	0.03581
7	1.875		0.333	0.667	-0.72079	0.26275	0.73725	0.07058
8	1.929		0.381	0.619	-0.39213	0.35940	0.64060	0.02155
9	1.978		0.429	0.571	-0.10007	0.38096	0.61904	0.04761
10	1.978		0.476	0.524	-0.10007	0.40900	0.59100	0.06719
11	1.991		0.524	0.476	-0.01843	0.43094	0.56906	0.09287
12	1.991		0.571	0.429	-0.01843	0.60916	0.39084	-0.03773
13	2.000		0.619	0.381	0.03462	0.60916	0.39084	0.00989
14	2.021		0.667	0.333	0.16273	0.61745	0.38255	0.04922
15	2.127		0.714	0.286	0.80312	0.69577	0.30423	0.01851
16	2.146		0.762	0.238	0.91814	0.75889	0.24111	0.00301
17	2.196		0.810	0.190	1.21907	0.79158	0.20842	0.01794
18	2.204		0.857	0.143	1.26877	0.86818	0.13182	-0.01104
19	2.230		0.905	0.095	1.42796	0.93637	0.06363	-0.03160
20	2.326		0.952	0.048	2.00771	0.99122	0.00878	-0.03884

Sumber : Hasil Perhitungan

Banyaknya data (n) = 20
 Dmax = 0,0929
 Derajat kepercayaan = 5%
 Do = 0,29

Dari perhitungan pada tabel 4.7 diperoleh nilai Dmax = 0,0929 pada peringkat (m) = 11. Dengan derajat kepercayaan = 5% dan banyaknya data = 18, maka diperoleh nilai Do = 0,29 (sesuai pada Tabel 4.8). Karena nilai Dmax < Do (0,0929 < 0,29), maka persamaan distribusi *Log Pearson Tipe III* diterima.

Tabel 4.8 Nilai Kritis Do untuk Uji *Smirnov-Kolmogorov*

N	α (derajat kepercayaan)			
	0,2	0,1	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,3	0,34	0,4
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,2	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,2	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23

Sumber : Soewarno, 1995

4.1.6 Perhitungan Curah Hujan Periode Ulang

Untuk menghitung debit banjir dengan menggunakan metode hidrograf satuan sintetis diperlukan data hujan tiap jam. Perumusan yang dipakai di Indonesia untuk tinggi hujan 1-24 jam adalah dengan metode rasional.

$$\overline{Rt} = \frac{R_{24}}{T} \times \left(\frac{T}{t}\right)^{2/3}$$

Dimana : \overline{Rt} = Curah hujan pada jam ke-t (mm)

t = Waktu lamanya hujan (jam)

T = Lamanya hujan terpusat (jam)

R_{24} = Curah hujan harian eektif

Maka dapat dihitung besarnya \overline{Rt} untuk masing-masing waktu dan pada daerah lokasi *spillway* memiliki lama hujan terpusat selama 5 jam.

Tabel 4.9 Perhitungan Curah Hujan Sampai Jam ke-t

t	\overline{Rt}
1	0,585
2	0,368
3	0,281
4	0,232
5	0,200

Sumber : Hasil Perhitungan

- a. Untuk perhitungan curah hujan pada jam ke-1 digunakan rumus :

$$R' = t \times \overline{Rt} - (t - 1) \times (R \times (t - 1))$$

Dimana :

\overline{Rt} = rata-rata hujan pada jam ke-1 (mm)

R' = tinggi hujan sampai jam ke-1 (mm)

T = lamanya hujan terpusat (jam)

$R(t - 1)$ = curah hujan harian efektif

Hasil distribusi curah hujan :

$$R1 = 1 \overline{Rt} = 0,585 R_{24}$$

$$R2 = 2\overline{Rt} - 1\overline{R1} = (0,736-0,585)R_{24} = 0,152 R_{24}$$

$$R3 = 3\overline{Rt} - 2\overline{R1} = (0,843-0,736)R_{24} = 0,107 R_{24}$$

$$R4 = 4\overline{Rt} - 3\overline{R1} = (0,928-0,843)R_{24} = 0,085 R_{24}$$

$$R5 = 5\overline{Rt} - 4\overline{R1} = (1,000-0,928)R_{24} = 0,072 R_{24}$$

Tabel 4.10 Pola Hujan Jam-Jaman

T (jam)	t	Rt	Probabilitas
5	1	0,585 R_{24}	58
5	2	0,152 R_{24}	15
5	3	0,107 R_{24}	11
5	4	0,085 R_{24}	9
5	5	0,072 R_{24}	7

Sumber : Hasil perhitungan

- b. Untuk perhitungan curah hujan efektif, rumus yang digunakan adalah :

$$R_{eff} = C \times X_t$$

Dimana : R_{eff} = Curah hujan efektif (mm)
 C = Koefisien pengaliran
 X_t = Curah hujan rencana

Tabel 4.11 Distribusi Perhitungan Curah Hujan Efektif
 Sal. A Untuk Periode t tahun

Periode Ulang	Curah hujan rencana	C	Curah hujan efektif
2	96.48	0.76	73.33
5	137.03	0.76	104.14
10	165.86	0.76	126.05
25	204.41	0.76	155.35

Sumber : Hasil perhitungan

Sehingga didapatkan distribusi hujan efektif tiap jam, dan hasil perhitungannya dapat dilihat pada tabel 4.12 berikut :

Tabel 4.12 Perhitungan Curah Hujan Efektif Tiap Jam Untuk Periode Ulang t Tahun

Waktu Hujan (jam)	Rasio (Rt) %	Hujan jam-jam an			
		2th	5th	10th	25th
1	0.585	42.896	60.923	73.740	90.881
2	0.151	11.072	15.725	19.034	23.458
3	0.107	7.846	11.143	13.488	16.623
4	0.085	6.233	8.852	10.714	13.205
5	0.072	5.280	7.498	9.076	11.185

Sumber : Hasil perhitungan

Tabel 4.11 Distribusi Perhitungan Curah Hujan Efektif
Sal. B Untuk Periode t tahun

Periode Ulang	Curah hujan rencana	C	Curah hujan efektif
2	96.48	0.75	72.36
5	137.03	0.75	102.77
10	165.86	0.75	124.39
25	204.41	0.75	153.31

Sumber : Hasil perhitungan

Sehingga didapatkan distribusi hujan efektif tiap jam, dan hasil perhitungannya dapat dilihat pada tabel 4.12 berikut :

Tabel 4.12 Perhitungan Curah Hujan Efektif Tiap Jam Untuk Periode Ulang t Tahun

Waktu Hujan (jam)	Rasio (Rt) %	Hujan jam-jam an			
		2th	5th	10th	25th
1	0.585	42.332	60.121	72.770	89.685
2	0.151	10.927	15.518	18.783	23.149
3	0.107	7.743	10.997	13.310	16.404
4	0.085	6.151	8.736	10.573	13.031
5	0.072	5.210	7.400	8.956	11.038

Sumber : Hasil perhitungan

4.1.7 Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

Untuk membuat hidrograf banjir pada sungai maka perlu dicari karakteristik atau parameter daerah pengaliran tersebut terlebih dahulu. Berikut adalah perhitungan Hidrograf Nakayasu

Periode 5 tahun, dengan karakteristik Sub DAS Brangkal Sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \diamond \text{ Luas Das} &= 0,147 \text{ km}^2 \\
 \diamond \text{ Panjang Sungai} &= 0,913 \text{ km} \\
 \diamond \text{ tg} &= 0,21 \cdot (L^{0,7}) \quad (L < 15 \text{ km}) \\
 &= 0,21 \times (0,913^{0,7}) \\
 &= 0,197 \text{ jam} \\
 \diamond \text{ tr} &= 0,75 \text{ tg} \\
 &= 0,147 \text{ jam} \\
 \diamond \text{ Tp} &= \text{tg} + 0,8\text{tr} \\
 &= 0,197 + (0,8 \times 0,147) \\
 &= 0,315 \text{ jam} \\
 \diamond \alpha &= 2 \\
 \diamond \text{ T}_{0,3} &= \alpha \times \text{tg} \\
 &= 2 \times 0,197 \\
 &= 0,394 \text{ jam} \\
 \diamond \text{ R}_0 &= 1 \text{ mm} \\
 \diamond \text{ Qp} &= \frac{A \cdot R_0}{3.6 (0.3 \times T_p \times T_{0.3})} \\
 &= \frac{20 \times 1}{3.6 (0.3 \times 0,315 \times 0,394)} \\
 &= 0,0628 \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$

Berikut ini tabel 4.13 kurva pada tiap – tiap parameter :

Tabel 4.13 Ordinat Hidrograf kurva naik ($0 < t < T_p$)
atau ($0 < t < 1,72$)

t (jam)	notasi	rumus	Qa
0	Q D0	$Q_p \cdot (t/T_p)^{2,4}$	0.000
0.1			0.004
0.2			0.021
0.3			0.056
0.000			0.000
0.4	Q D1	$Q_p \cdot 0,3^{((t-T_p)/T_0,3)}$	0.049
0.5			0.036
0.6			0.026
0.7			0.019
0.8	Q D2	$Q_p \cdot 0,3^{((t-T_P+0,5T_0,3)/(1,5 \cdot T_0,3))}$	0.016
0.9			0.013
1			0.010
1.1			0.009
1.2	Q D3	$Q_p \cdot 0,3^{((t-T_p+1,5T_0,3)/(2 \cdot T_0,3))}$	0.007
1.3			0.006
1.4			0.005
1.5			0.004
1.6			0.004
1.7			0.003
1.8			0.003
1.9			0.002
2			0.002
3			0.000
4			0.000
5			0.000

Sumber : Hasil perhitungan

Perhitungan Hidrograf Banjir 2 Tahun

Tabel 4.17 Perhitungan debit banjir periode ulang 2 tahun dengan curah hujan (R)

t(jam)	Qa	R1	R2	R3	R4	R5	Q
		42.332	10.927	7.743	6.151	5.210	
0	0.000	0.000					0.000
0.1	0.004	0.169	0.000				0.169
0.2	0.021	0.893	0.230	0.000			1.123
0.3	0.056	2.362	0.610	0.432	0.000		3.404
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.4	0.049	2.054	0.530	0.376	0.298	0.253	3.511
0.5	0.036	1.513	0.391	0.277	0.220	0.186	2.587
0.6	0.026	1.115	0.288	0.204	0.162	0.137	1.906
0.7	0.019	0.821	0.212	0.150	0.119	0.101	1.404
0.8	0.016	0.664	0.171	0.121	0.096	0.082	1.134
0.9	0.013	0.541	0.140	0.099	0.079	0.067	0.925
1	0.010	0.442	0.114	0.081	0.064	0.054	0.755
1.1	0.009	0.360	0.093	0.066	0.052	0.044	0.616
1.2	0.007	0.294	0.076	0.054	0.043	0.036	0.502
1.3	0.006	0.240	0.062	0.044	0.035	0.029	0.410
1.4	0.005	0.206	0.053	0.038	0.030	0.025	0.352
1.5	0.004	0.177	0.046	0.032	0.026	0.022	0.302
1.6	0.004	0.152	0.039	0.028	0.022	0.019	0.259
1.7	0.003	0.130	0.034	0.024	0.019	0.016	0.222
1.8	0.003	0.112	0.029	0.020	0.016	0.014	0.191
1.9	0.002	0.096	0.025	0.018	0.014	0.012	0.164
2	0.002	0.082	0.021	0.015	0.012	0.010	0.141
3	0.000	0.018	0.005	0.003	0.003	0.002	0.031
4	0.000	0.004	0.001	0.001	0.001	0.000	0.007
5	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001

Sumber : Hasil perhitungan

Perhitungan Hidrograf Banjir 5 Tahun

Tabel 4.18 Perhitungan debit banjir periode ulang 5 tahun dengan curah hujan (R)

t(jam)	Qa	R1	R2	R3	R4	R5	Q
		60.121	15.518	10.997	8.736	7.400	
0	0.000	0.000					0.000
0.1	0.007	0.433	0.000				0.433
0.200	0.038	2.283	0.589	0.000			2.873
0.3	0.101	6.042	1.560	1.105	0.000		8.707
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.4	0.046	2.753	0.711	0.504	0.400	0.339	4.706
0.5	0.032	1.914	0.494	0.350	0.278	0.236	3.273
0.6	0.022	1.331	0.344	0.244	0.193	0.164	2.276
0.7	0.015	0.926	0.239	0.169	0.135	0.114	1.583
0.8	0.014	0.824	0.213	0.151	0.120	0.101	1.408
0.9	0.011	0.646	0.167	0.118	0.094	0.080	1.105
1	0.008	0.507	0.131	0.093	0.074	0.062	0.867
1.1	0.007	0.398	0.103	0.073	0.058	0.049	0.681
1.2	0.005	0.313	0.081	0.057	0.045	0.038	0.534
1.3	0.005	0.278	0.072	0.051	0.040	0.034	0.475
1.4	0.004	0.232	0.060	0.042	0.034	0.029	0.396
1.5	0.003	0.193	0.050	0.035	0.028	0.024	0.331
1.6	0.003	0.161	0.042	0.029	0.023	0.020	0.276
1.7	0.002	0.134	0.035	0.025	0.020	0.017	0.230
1.8	0.002	0.112	0.029	0.021	0.016	0.014	0.192
1.9	0.002	0.094	0.024	0.017	0.014	0.012	0.160
2	0.001	0.078	0.020	0.014	0.011	0.010	0.133
3	0.000	0.013	0.003	0.002	0.002	0.002	0.022
4	0.000	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.004
5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001

Sumber : Hasil perhitungan

Perhitungan Hidrograf Banjir 10 Tahun

Tabel 4.19 Perhitungan debit banjir periode ulang 10 tahun dengan curah hujan (R)

t(jam)	Qa	R1	R2	R3	R4	R5	Q
		72.770	18.783	13.310	10.573	8.956	
0	0.000	0.000					0.000
0.1	0.007	0.524	0.000				0.524
0.200	0.038	2.764	0.713	0.000			3.477
0.3	0.101	7.314	1.888	1.338	0.000		10.539
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.4	0.046	3.332	0.860	0.609	0.484	0.410	5.696
0.5	0.032	2.317	0.598	0.424	0.337	0.285	3.961
0.6	0.022	1.611	0.416	0.295	0.234	0.198	2.755
0.7	0.015	1.121	0.289	0.205	0.163	0.138	1.916
0.8	0.014	0.997	0.257	0.182	0.145	0.123	1.704
0.9	0.011	0.782	0.202	0.143	0.114	0.096	1.338
1	0.008	0.614	0.159	0.112	0.089	0.076	1.050
1.1	0.007	0.482	0.124	0.088	0.070	0.059	0.824
1.2	0.005	0.378	0.098	0.069	0.055	0.047	0.647
1.3	0.005	0.337	0.087	0.062	0.049	0.041	0.575
1.4	0.004	0.281	0.072	0.051	0.041	0.035	0.480
1.5	0.003	0.234	0.060	0.043	0.034	0.029	0.400
1.6	0.003	0.195	0.050	0.036	0.028	0.024	0.334
1.7	0.002	0.163	0.042	0.030	0.024	0.020	0.278
1.8	0.002	0.136	0.035	0.025	0.020	0.017	0.232
1.9	0.002	0.113	0.029	0.021	0.016	0.014	0.193
2	0.001	0.094	0.024	0.017	0.014	0.012	0.161
3	0.000	0.015	0.004	0.003	0.002	0.002	0.026
4	0.000	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.004
5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001

Sumber : Hasil perhitungan

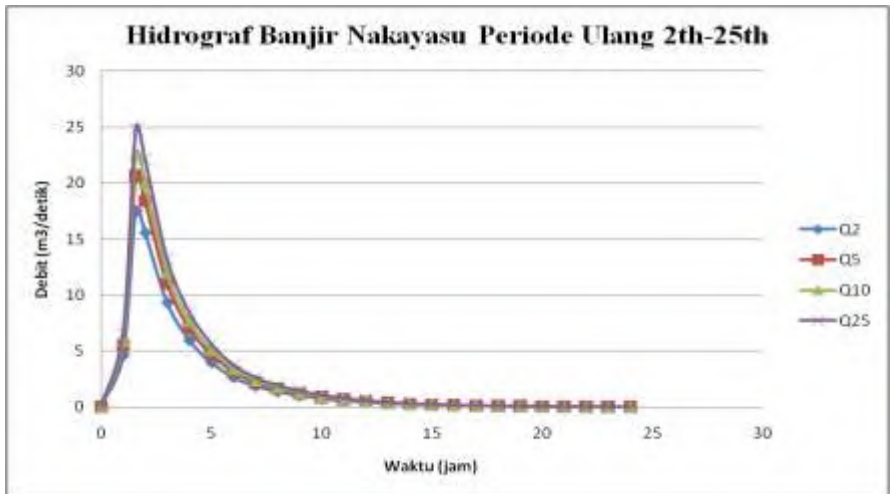
Perhitungan Hidrograf Banjir 25 Tahun

Tabel 4.20 Perhitungan debit banjir periode ulang 25 tahun
dengan curah hujan (R)

t(jam)	Qa	R1	R2	R3	R4	R5	Q
		89.685	23.149	16.404	13.031	11.038	
0	0.000	0.000					0.000
0.1	0.007	0.645	0.000				0.645
0.200	0.038	3.406	0.879	0.000			4.286
0.3	0.101	9.014	2.327	1.649	0.000		12.989
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.4	0.046	4.107	1.060	0.751	0.597	0.505	7.020
0.5	0.032	2.856	0.737	0.522	0.415	0.351	4.882
0.6	0.022	1.986	0.513	0.363	0.289	0.244	3.395
0.7	0.015	1.381	0.356	0.253	0.201	0.170	2.361
0.8	0.014	1.229	0.317	0.225	0.179	0.151	2.100
0.9	0.011	0.964	0.249	0.176	0.140	0.119	1.649
1	0.008	0.757	0.195	0.138	0.110	0.093	1.294
1.1	0.007	0.594	0.153	0.109	0.086	0.073	1.016
1.2	0.005	0.466	0.120	0.085	0.068	0.057	0.797
1.3	0.005	0.415	0.107	0.076	0.060	0.051	0.709
1.4	0.004	0.346	0.089	0.063	0.050	0.043	0.591
1.5	0.003	0.288	0.074	0.053	0.042	0.035	0.493
1.6	0.003	0.241	0.062	0.044	0.035	0.030	0.411
1.7	0.002	0.201	0.052	0.037	0.029	0.025	0.343
1.8	0.002	0.167	0.043	0.031	0.024	0.021	0.286
1.9	0.002	0.139	0.036	0.026	0.020	0.017	0.238
2	0.001	0.116	0.030	0.021	0.017	0.014	0.199
3	0.000	0.019	0.005	0.003	0.003	0.002	0.032
4	0.000	0.003	0.001	0.001	0.000	0.000	0.005
5	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001

Sumber : Hasil perhitungan

Grafik 4.1 Hidrograf Nakayasu Periode Ulang



Sumber : Hasil perhitungan

Dari perhitungan diatas didapat curah hujan rencana Saluran B sebagai berikut:

1. $Q_2 = 3,404 \text{ m}^3$
2. $Q_5 = 8,707 \text{ m}^3$
3. $Q_{10} = 10,539 \text{ m}^3$
4. $Q_{25} = 12,989 \text{ m}^3$

Perhitungan Hidrograf Banjir 2 Tahun

Tabel 4.17 Perhitungan debit banjir periode ulang 2 tahun dengan curah hujan (R)

t(jam)	Qa	R1	R2	R3	R4	R5	Q
		42.896	11.072	7.846	6.233	5.280	
0.0	0.000	0.000					0.000
0.1	0.005	0.221	0.000				0.221
0.2	0.027	1.167	0.301	0.000			1.468
0.2	0.038	1.649	0.426	0.302	0.000		2.377
0.3	0.019	0.824	0.213	0.151	0.120	0.000	1.307
0.4	0.012	0.518	0.134	0.095	0.075	0.064	0.885
0.5	0.008	0.325	0.084	0.059	0.047	0.040	0.556
0.6	0.006	0.251	0.065	0.046	0.037	0.031	0.430
0.7	0.004	0.184	0.048	0.034	0.027	0.023	0.315
0.8	0.003	0.135	0.035	0.025	0.020	0.017	0.231
0.9	0.002	0.099	0.026	0.018	0.014	0.012	0.170
1.0	0.002	0.081	0.021	0.015	0.012	0.010	0.139
1.1	0.002	0.065	0.017	0.012	0.009	0.008	0.110
1.2	0.001	0.051	0.013	0.009	0.007	0.006	0.087
1.3	0.001	0.041	0.010	0.007	0.006	0.005	0.069
1.4	0.001	0.032	0.008	0.006	0.005	0.004	0.055
1.5	0.001	0.025	0.007	0.005	0.004	0.003	0.044
1.6	0.000	0.020	0.005	0.004	0.003	0.002	0.034
1.7	0.000	0.016	0.004	0.003	0.002	0.002	0.027
1.8	0.000	0.013	0.003	0.002	0.002	0.002	0.022
1.9	0.000	0.010	0.003	0.002	0.001	0.001	0.017
2.0	0.000	0.008	0.002	0.001	0.001	0.001	0.014
3.0	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
4.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Sumber : Hasil perhitungan

Perhitungan Hidrograf Banjir 5 Tahun

Tabel 4.18 Perhitungan debit banjir periode ulang 5 tahun dengan curah hujan (R)

t(jam)	Qa	R1	R2	R3	R4	R5	Q
		60.923	15.725	11.143	8.852	7.498	
0	0.000	0.000					0.000
0.1	0.005	0.325	0.000				0.325
0.200	0.028	1.714	0.442	0.000			2.156
0.231	0.040	2.422	0.625	0.443	0.000		3.491
0.3	0.019	1.166	0.301	0.213	0.169	0.000	1.849
0.4	0.012	0.729	0.188	0.133	0.106	0.090	1.246
0.5	0.007	0.456	0.118	0.083	0.066	0.056	0.779
0.6	0.006	0.354	0.091	0.065	0.051	0.044	0.605
0.7	0.004	0.259	0.067	0.047	0.038	0.032	0.442
0.8	0.003	0.189	0.049	0.035	0.027	0.023	0.323
0.9	0.002	0.138	0.036	0.025	0.020	0.017	0.237
1	0.002	0.114	0.029	0.021	0.017	0.014	0.195
1.1	0.001	0.090	0.023	0.017	0.013	0.011	0.154
1.2	0.001	0.071	0.018	0.013	0.010	0.009	0.122
1.3	0.001	0.056	0.015	0.010	0.008	0.007	0.096
1.4	0.001	0.045	0.012	0.008	0.006	0.005	0.076
1.5	0.001	0.035	0.009	0.006	0.005	0.004	0.060
1.6	0.000	0.028	0.007	0.005	0.004	0.003	0.048
1.7	0.000	0.022	0.006	0.004	0.003	0.003	0.038
1.8	0.000	0.017	0.005	0.003	0.003	0.002	0.030
1.9	0.000	0.014	0.004	0.003	0.002	0.002	0.024
2	0.000	0.011	0.003	0.002	0.002	0.001	0.019
3	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Sumber : Hasil perhitungan

Perhitungan Hidrograf Banjir 10 Tahun

Tabel 4.19 Perhitungan debit banjir periode ulang 10 tahun dengan curah hujan (R)

t(jam)	Qa	R1	R2	R3	R4	R5	Q
		73.740	19.034	13.488	10.714	9.076	
0	0.000	0.000					0.000
0.1	0.005	0.393	0.000				0.393
0.200	0.028	2.075	0.536	0.000			2.610
0.231	0.040	2.932	0.757	0.536	0.000		4.225
0.3	0.019	1.411	0.364	0.258	0.205	0.000	2.239
0.4	0.012	0.882	0.228	0.161	0.128	0.109	1.508
0.5	0.007	0.552	0.142	0.101	0.080	0.068	0.943
0.6	0.006	0.428	0.111	0.078	0.062	0.053	0.732
0.7	0.004	0.313	0.081	0.057	0.046	0.039	0.536
0.8	0.003	0.229	0.059	0.042	0.033	0.028	0.392
0.9	0.002	0.167	0.043	0.031	0.024	0.021	0.286
1	0.002	0.138	0.036	0.025	0.020	0.017	0.236
1.1	0.001	0.109	0.028	0.020	0.016	0.013	0.187
1.2	0.001	0.086	0.022	0.016	0.013	0.011	0.148
1.3	0.001	0.068	0.018	0.012	0.010	0.008	0.117
1.4	0.001	0.054	0.014	0.010	0.008	0.007	0.092
1.5	0.001	0.043	0.011	0.008	0.006	0.005	0.073
1.6	0.000	0.034	0.009	0.006	0.005	0.004	0.058
1.7	0.000	0.027	0.007	0.005	0.004	0.003	0.046
1.8	0.000	0.021	0.005	0.004	0.003	0.003	0.036
1.9	0.000	0.017	0.004	0.003	0.002	0.002	0.029
2	0.000	0.013	0.003	0.002	0.002	0.002	0.023
3	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Sumber : Hasil perhitungan

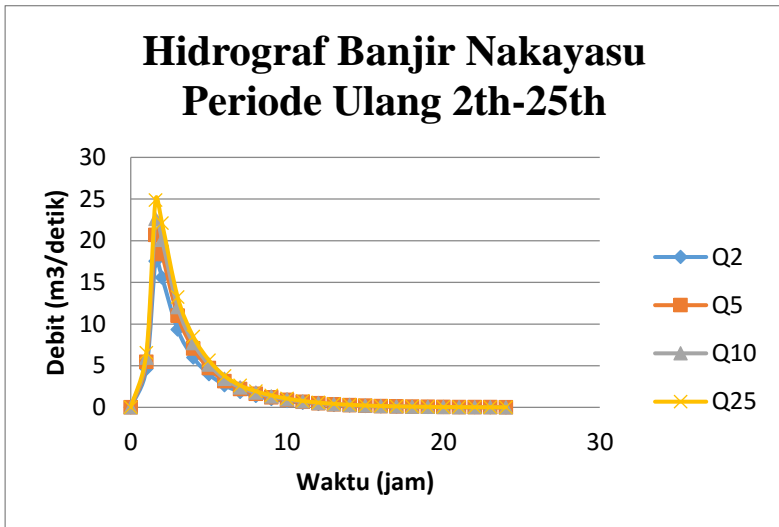
Perhitungan Hidrograf Banjir 25 Tahun

Tabel 4.20 Perhitungan debit banjir periode ulang 25 tahun dengan curah hujan (R)

t(jam)	Qa	R1	R2	R3	R4	R5	Q
		90.881	23.458	16.623	13.205	11.185	
0	0.000	0.000					0.000
0.1	0.005	0.484	0.000				0.484
0.200	0.028	2.557	0.660	0.000			3.217
0.231	0.040	3.613	0.933	0.661	0.000		5.207
0.3	0.019	1.739	0.449	0.318	0.253	0.000	2.759
0.4	0.012	1.087	0.281	0.199	0.158	0.134	1.859
0.5	0.007	0.680	0.175	0.124	0.099	0.084	1.162
0.6	0.006	0.528	0.136	0.097	0.077	0.065	0.903
0.7	0.004	0.386	0.100	0.071	0.056	0.048	0.660
0.8	0.003	0.282	0.073	0.052	0.041	0.035	0.483
0.9	0.002	0.206	0.053	0.038	0.030	0.025	0.353
1	0.002	0.170	0.044	0.031	0.025	0.021	0.291
1.1	0.001	0.135	0.035	0.025	0.020	0.017	0.230
1.2	0.001	0.106	0.027	0.019	0.015	0.013	0.182
1.3	0.001	0.084	0.022	0.015	0.012	0.010	0.144
1.4	0.001	0.067	0.017	0.012	0.010	0.008	0.114
1.5	0.001	0.053	0.014	0.010	0.008	0.006	0.090
1.6	0.000	0.042	0.011	0.008	0.006	0.005	0.071
1.7	0.000	0.033	0.008	0.006	0.005	0.004	0.056
1.8	0.000	0.026	0.007	0.005	0.004	0.003	0.044
1.9	0.000	0.021	0.005	0.004	0.003	0.003	0.035
2	0.000	0.016	0.004	0.003	0.002	0.002	0.028
3	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003
4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Sumber : Hasil perhitungan

Grafik 4.1 Hidrograf Nakayasu Periode Ulang



Sumber : Hasil perhitungan

Dari perhitungan diatas didapat curah hujan rencana Saluran A sebagai berikut:

1. $Q_2 = 2,377 \text{ m}^3$
2. $Q_5 = 3,491 \text{ m}^3$
3. $Q_{10} = 4,225 \text{ m}^3$
4. $Q_{25} = 5,207 \text{ m}^3$

4.1.8 Perhitungan Full Bank Capacity

Dik:

$$b = 0,6 \text{ m}$$

$$h = 1,1 \text{ m}$$

$$m = 0,5$$

$$n = 0,025$$

$$I = 0,0021$$

$$\begin{aligned} A &= (b + mh)h \\ &= (0,6 + 0,5 \cdot 1,1)1,1 \\ &= 1,27 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= b + 2mh \\ &= 0,6 + 2 \cdot 0,5 \cdot 1,1 \\ &= 1,7 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= b + 2h \sqrt{1 + m^2} \\ &= 0,6 + 2 \cdot 1,1 \sqrt{1 + 0,5^2} \\ &= 3,06 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R &= \frac{A}{P} \\ &= \frac{1,27}{3,06} \\ &= 0,41 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D &= \frac{(b+mh)h}{b+2mh} \\ &= \frac{(0,6+0,5 \cdot 1,1)1,1}{0,6+2 \cdot 0,5 \cdot 1,1} \\ &= 0,74 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q &= 1/n \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 1/0,025 \times 0,41^{(2/3)} \times 0,0021^{(1/2)} \\ &= 1,29 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

Dengan cara yang sama full bank capacity sal A dapat diperoleh.

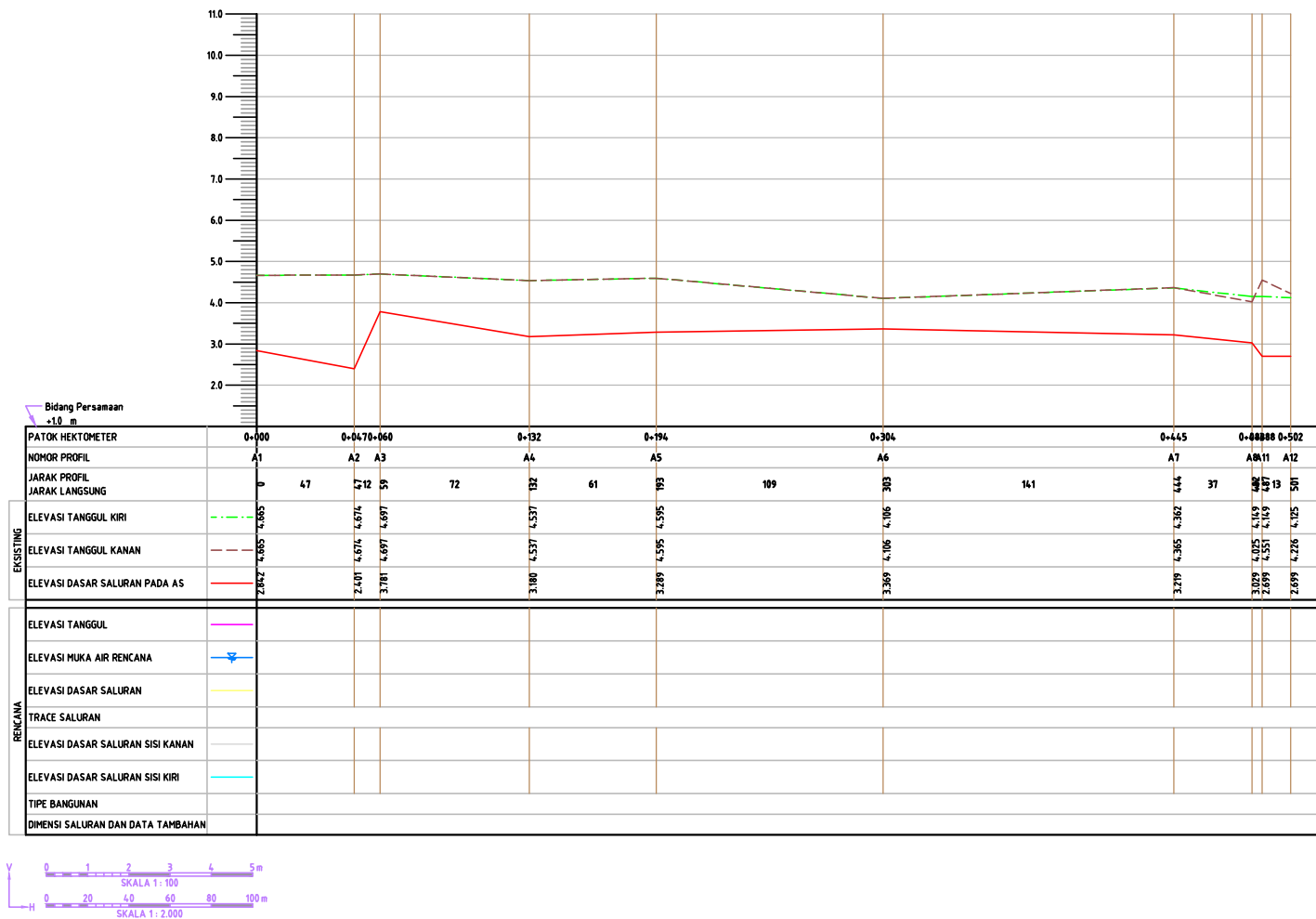
Tabel 4.1.7. Full Bank Capacity Saluran B dan A

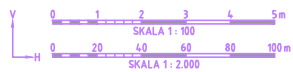
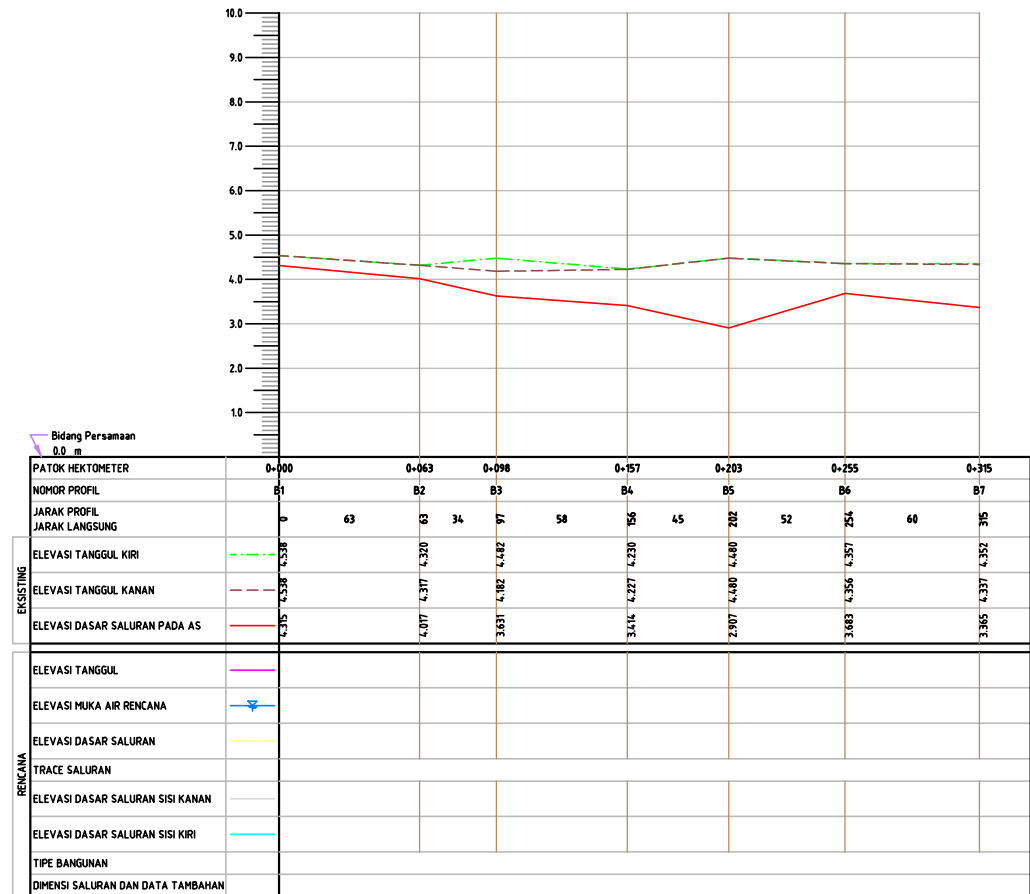
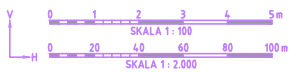
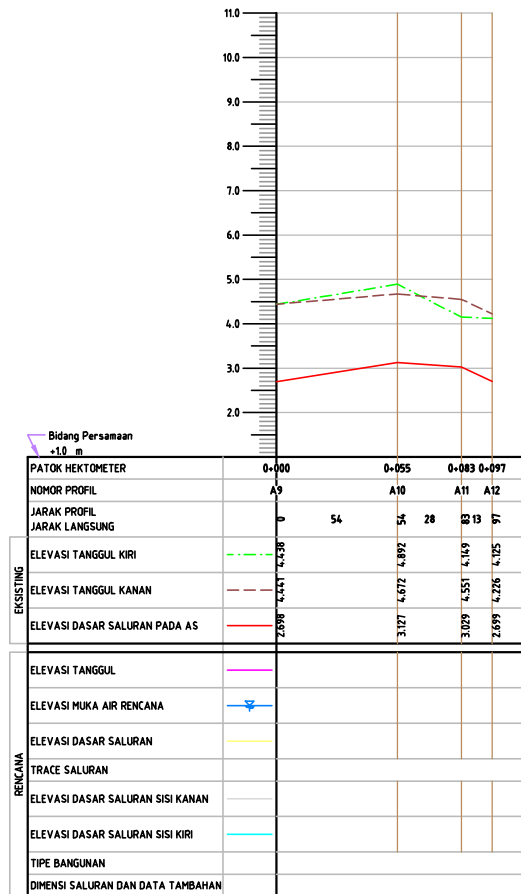
Nama Saluran	1/N	I	b	h	m	mh	A	P	R	T	D	Qeks	Q2	Q5	Q10	Q25	KET
SALURAN B	40	0.0021	0.6000	1.10	0.50	0.55	1.27	3.06	0.41	1.70	0.74	1.29	3.40	8.7072	10.53917	12.9889	Banjir
SALURAN A	40	0.00028	1.0000	1.10			1.10	3.20	0.34	1.00	1.10	0.36	2.38	3.4905	4.224882	5.2069	Banjir

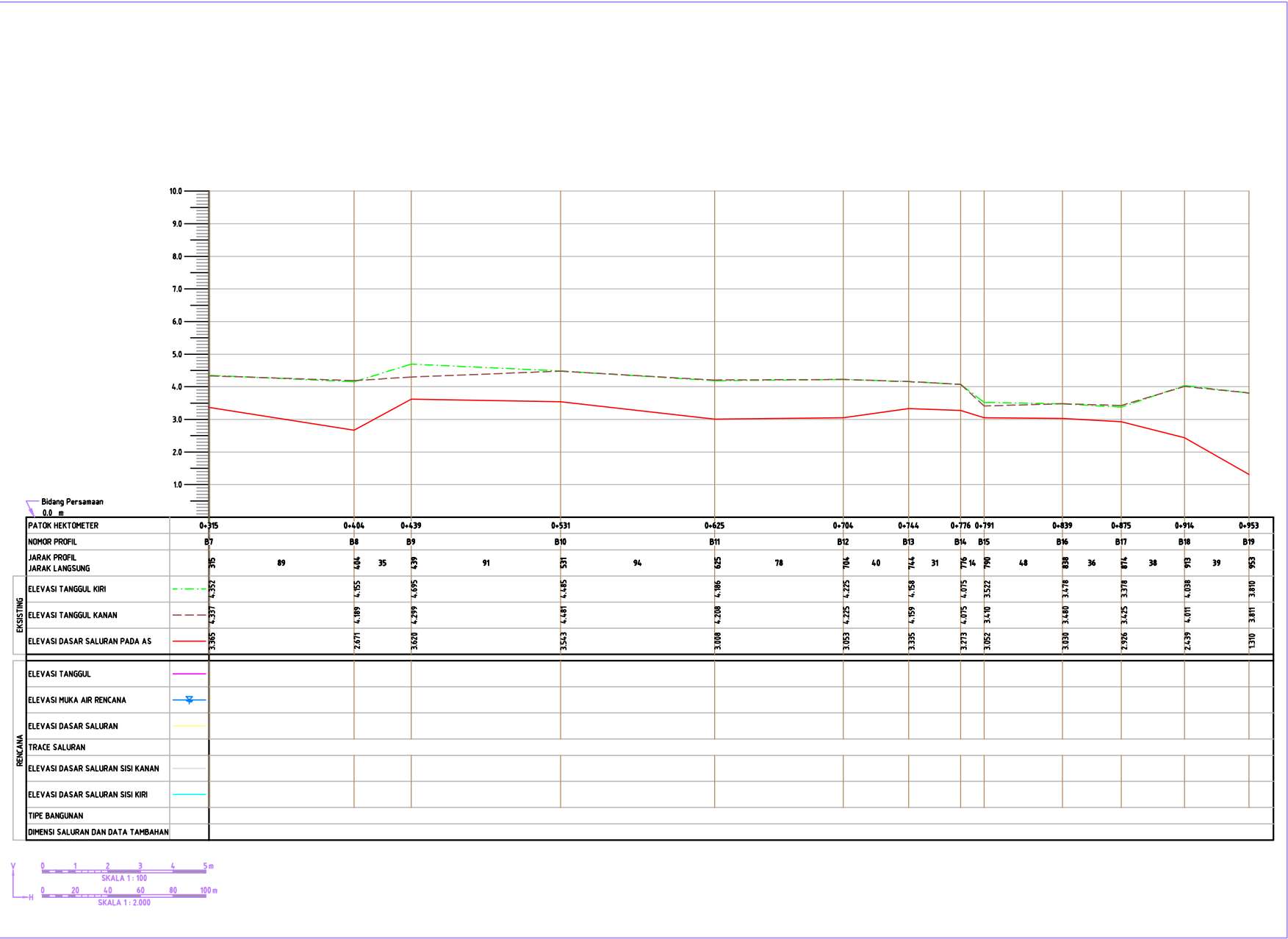
4.1.7 Redimensi Saluran

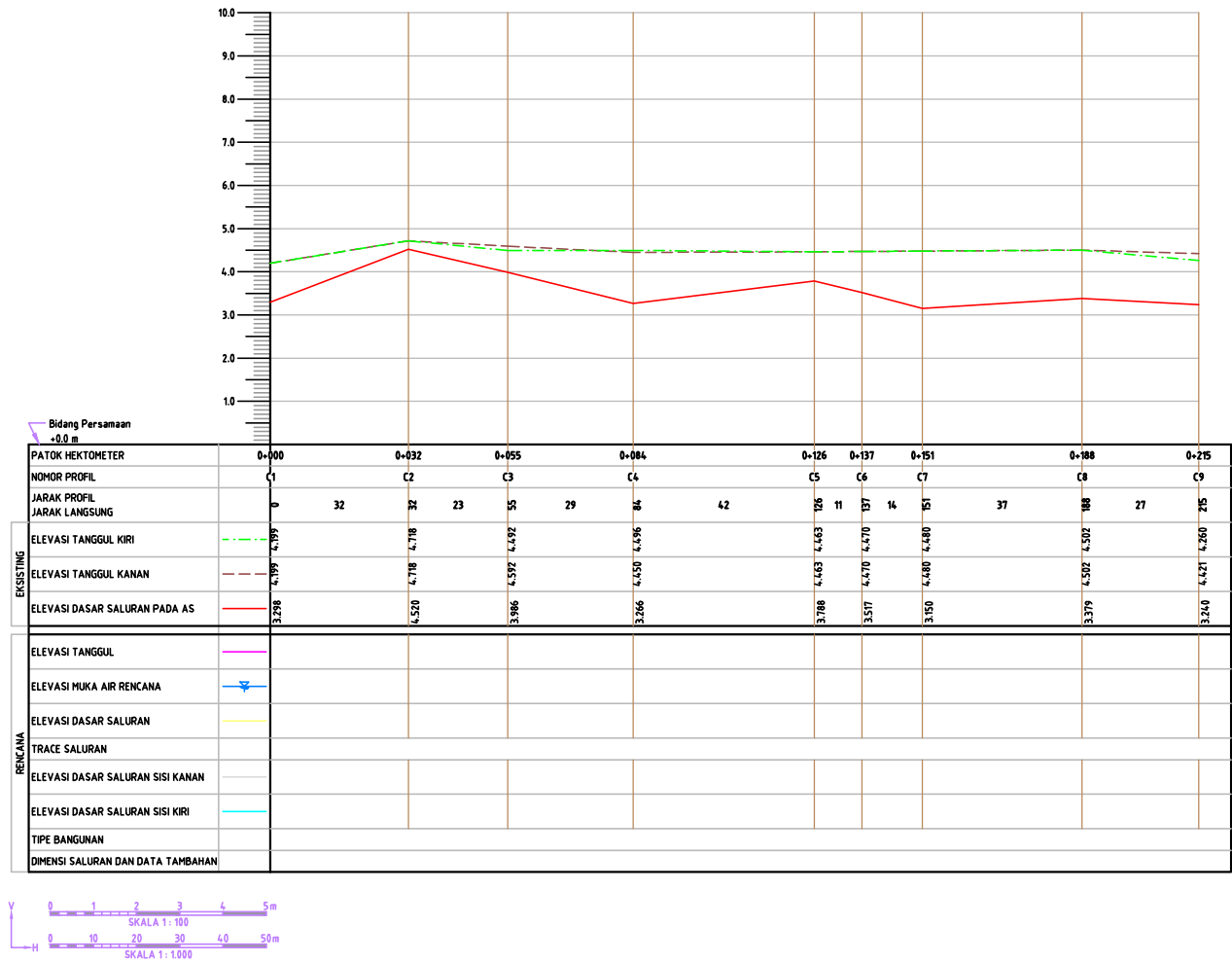
Nama Saluran	1/N	I	b	h	m	mh	A	P	R	T	D	Qeks	Q2	Q5	Q10	Q25	KET
SALURAN B	40	0.0021	2.0000	2.00	0.50	1.00	6.00	6.47	0.93	4.00	1.50	10.46	3.40	8.7072	10.5392	12.9889	Aman
SALURAN A	40	0.00028	3.0000	2.00			6.00	7.00	0.86	3.00	2.00	3.62	2.38	3.4905	4.22488	5.2069	Aman

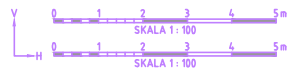
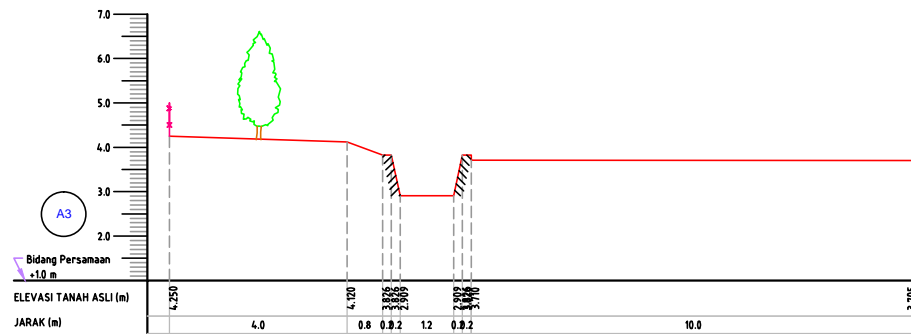
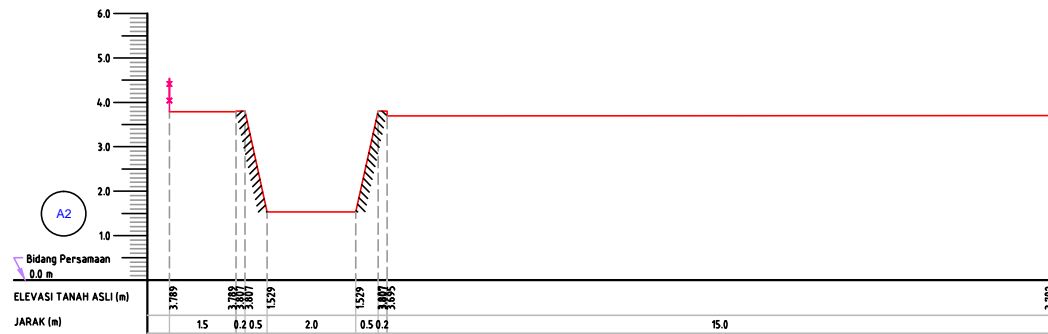
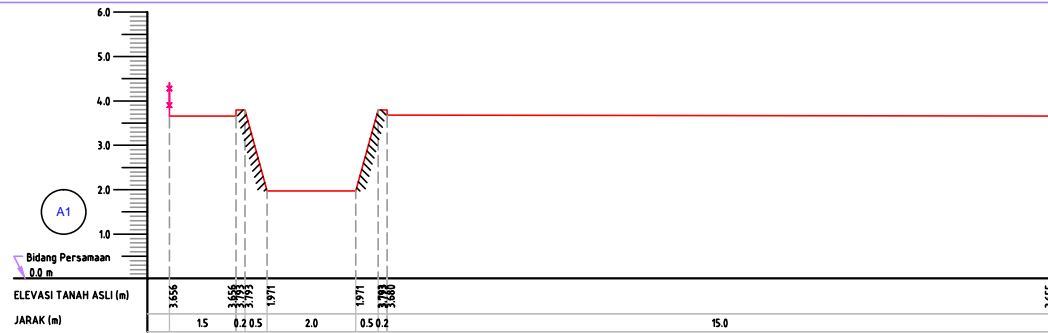


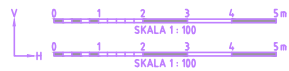
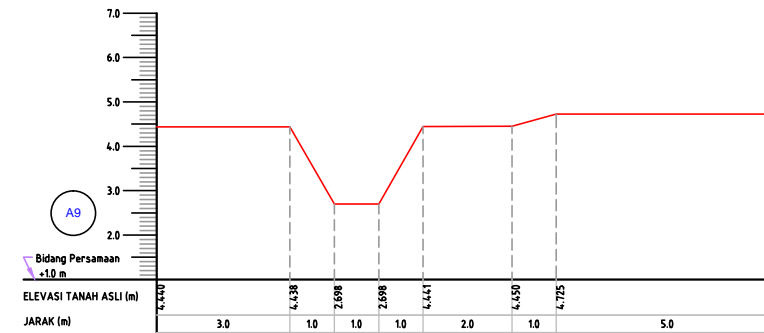
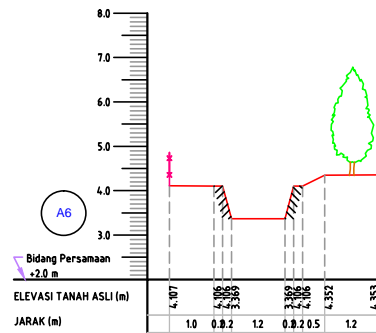
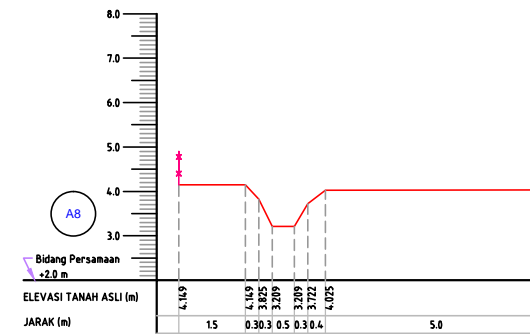
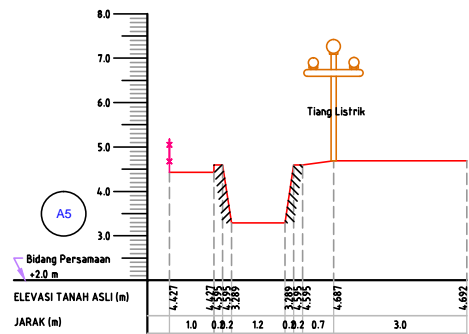
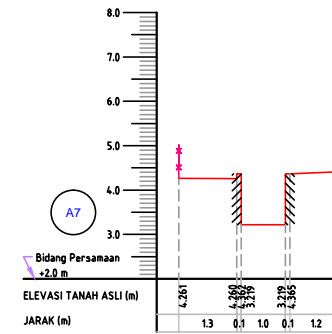
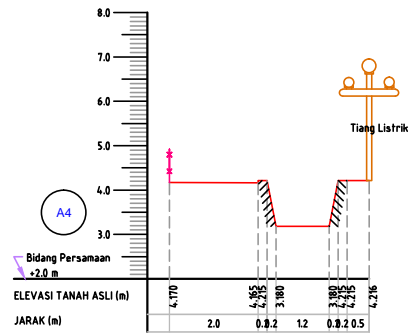


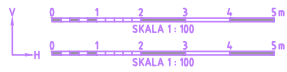
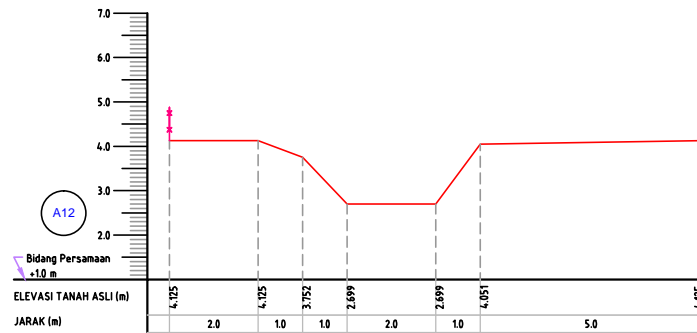
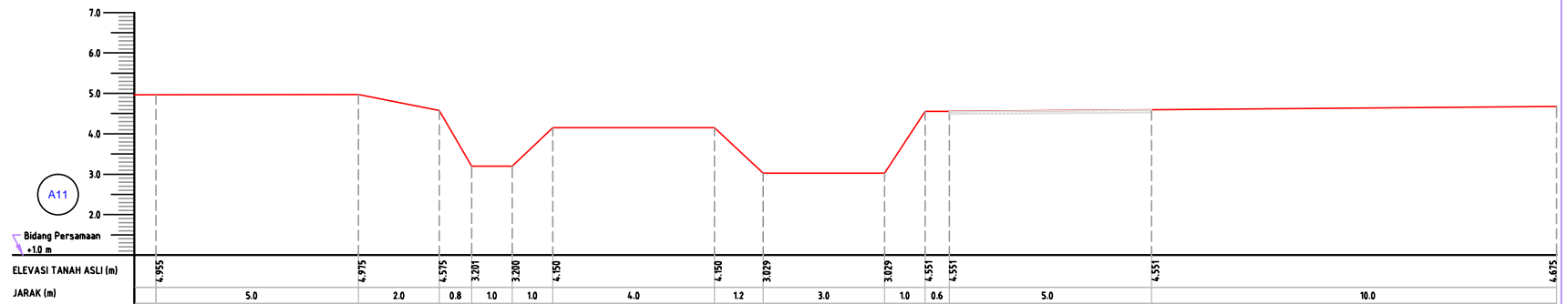
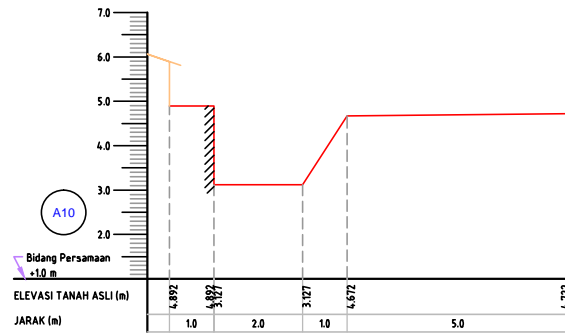


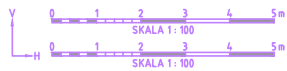
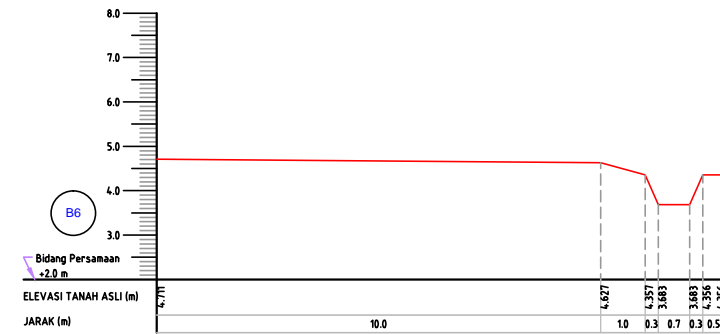
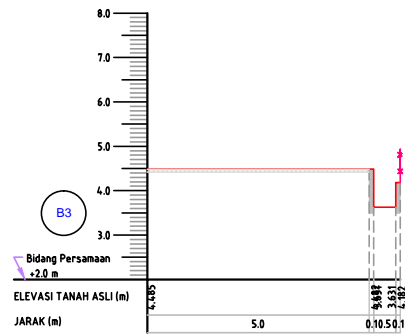
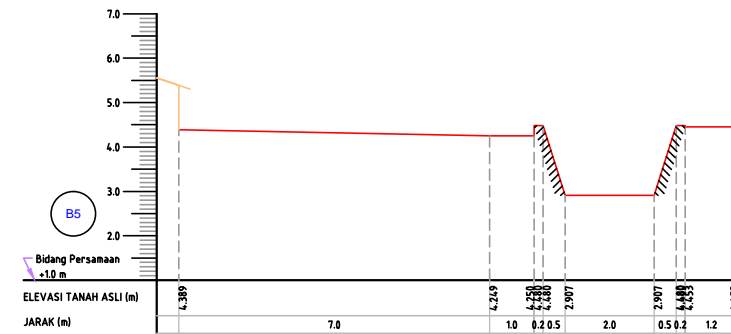
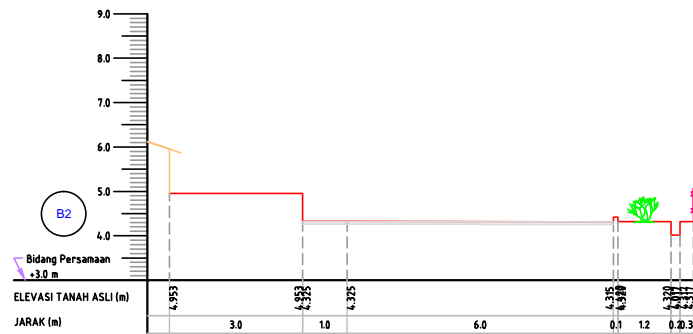
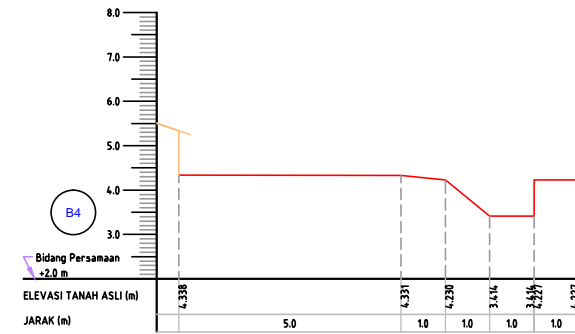
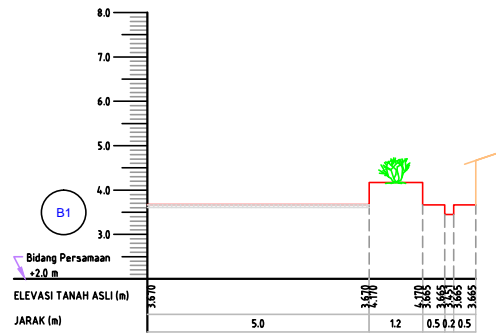


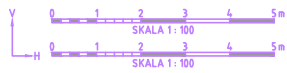
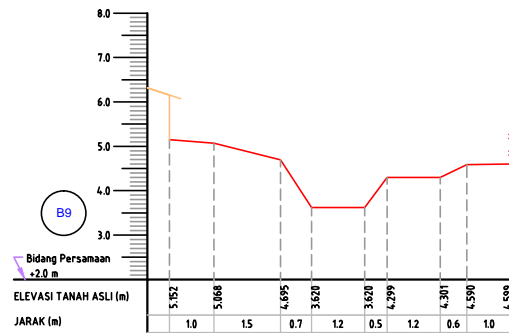
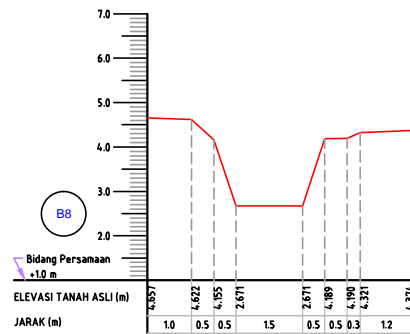
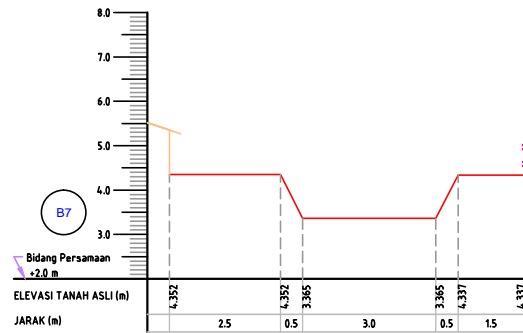


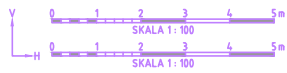
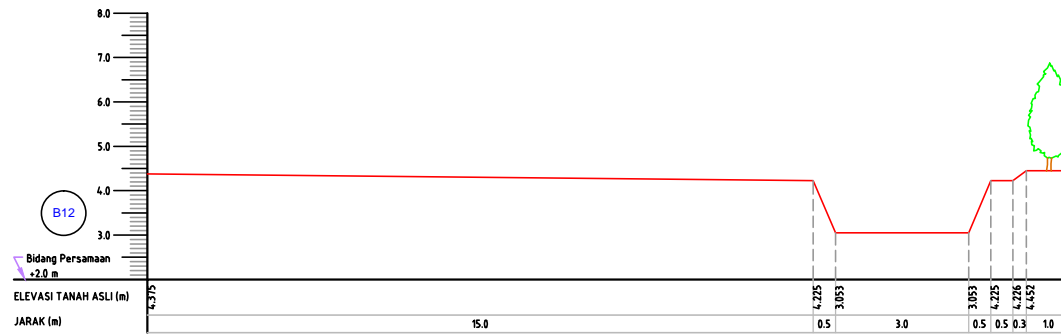
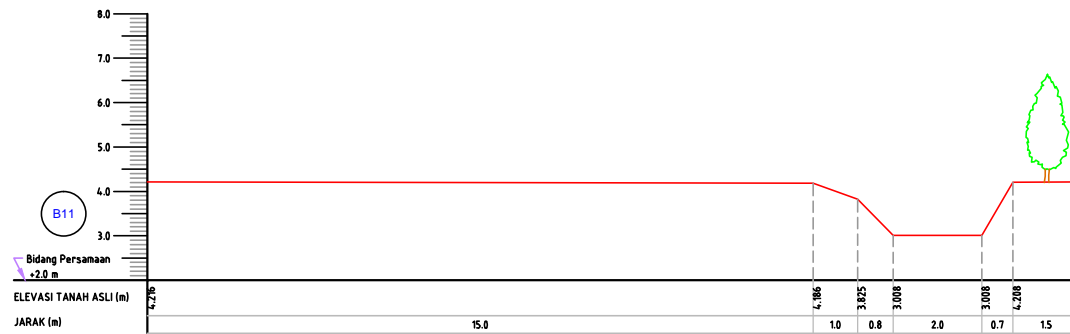
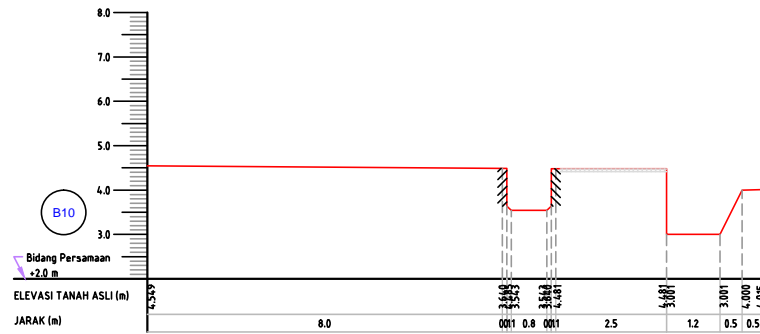


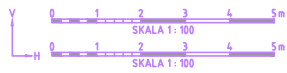
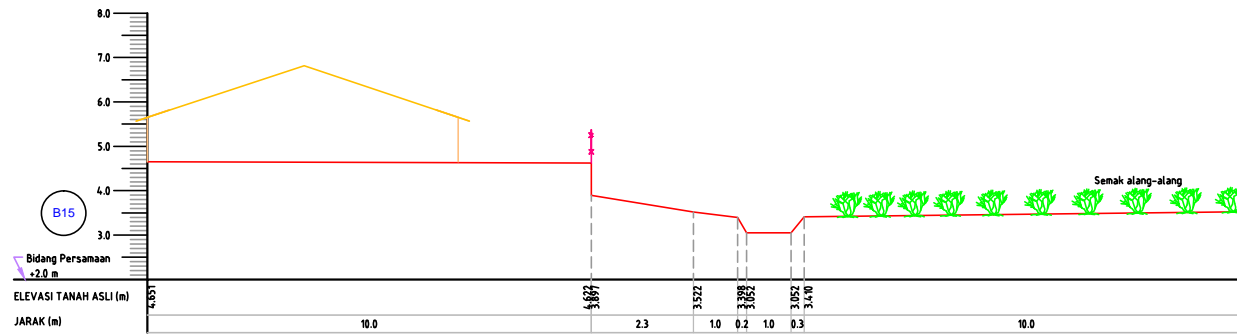
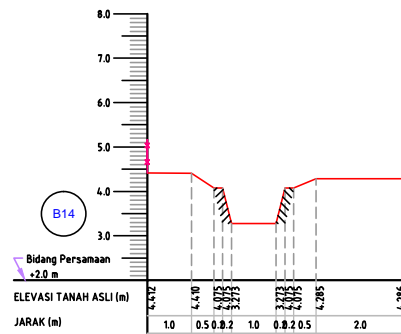
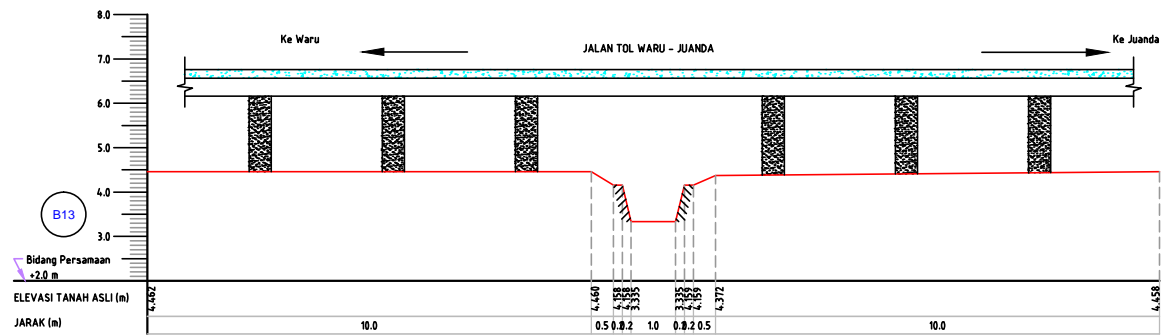


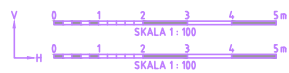
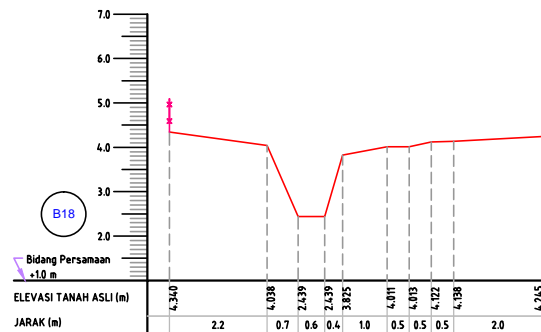
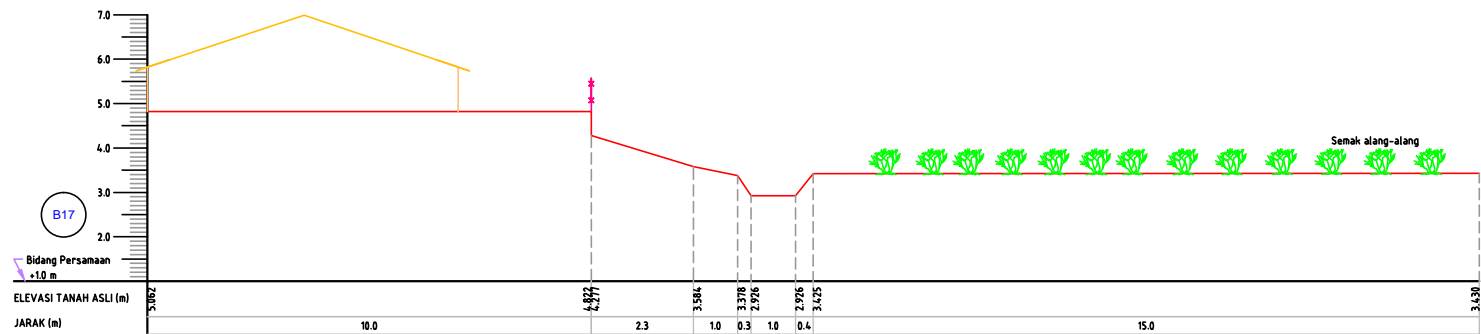
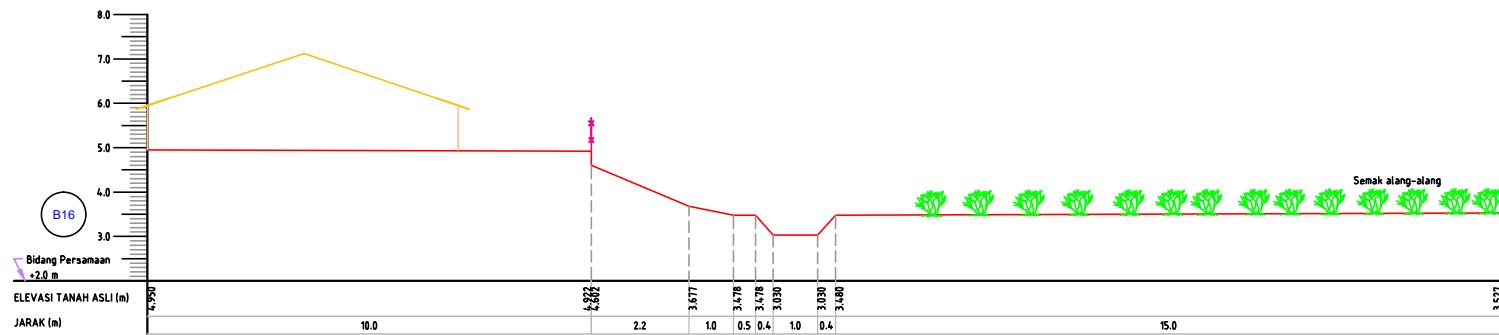


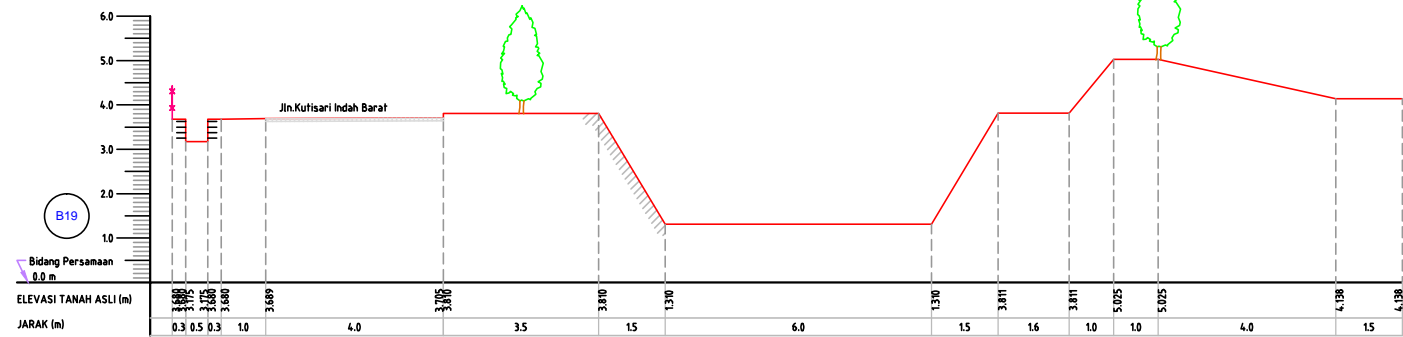


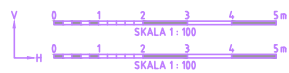
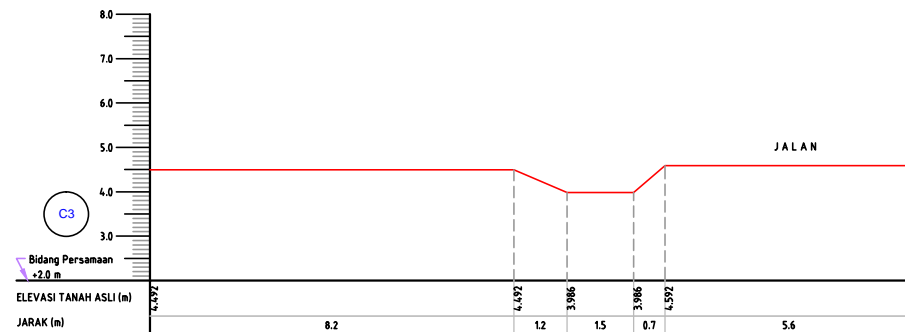
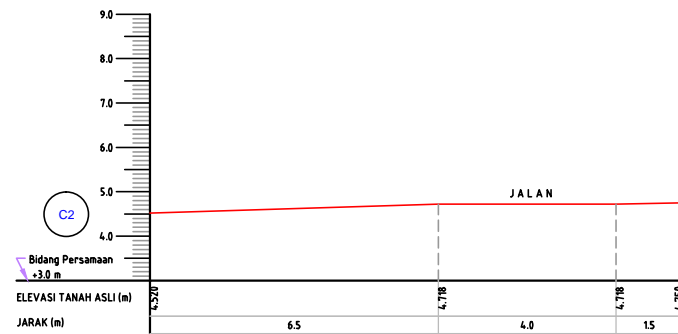
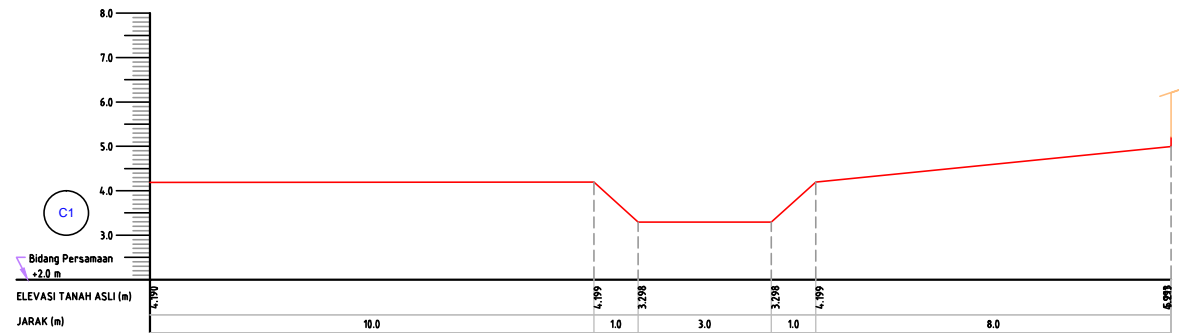


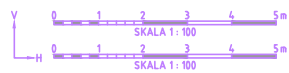
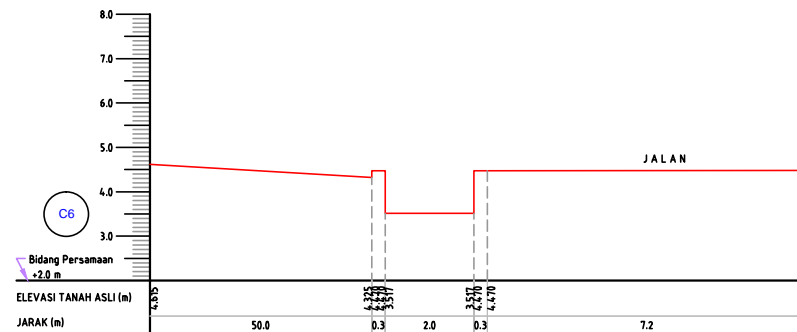
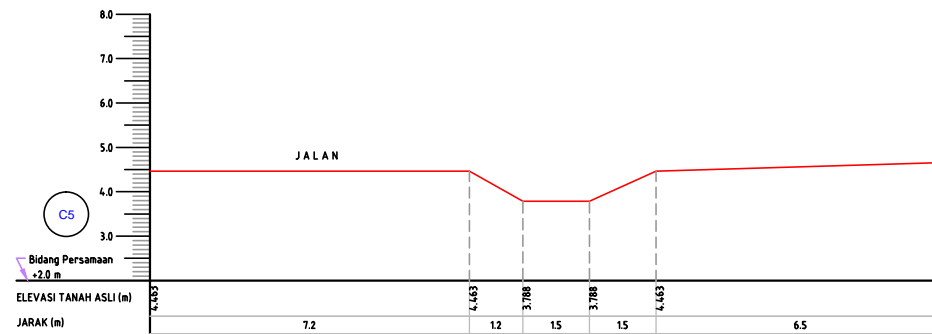
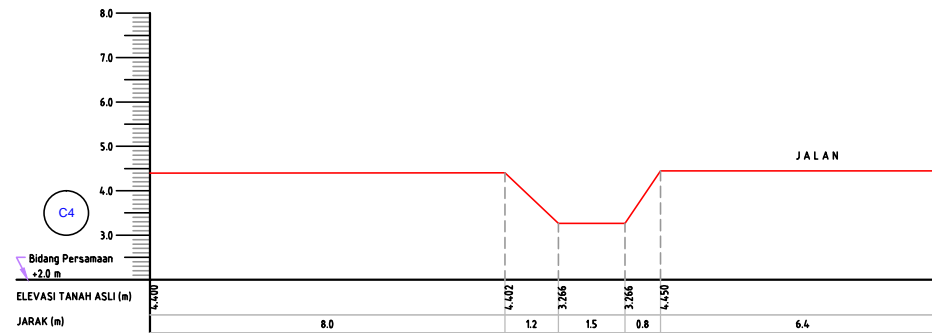


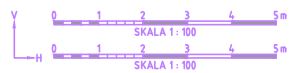
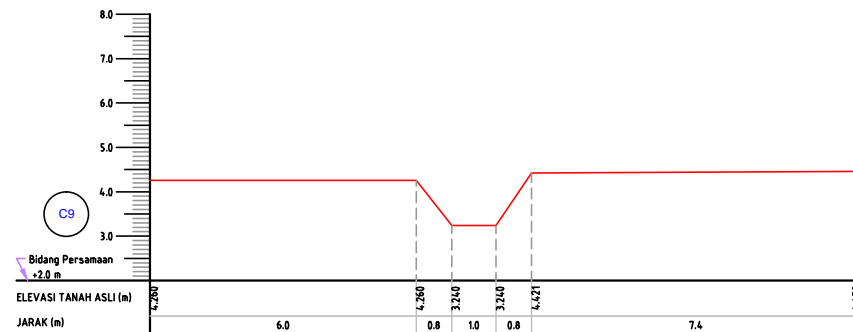
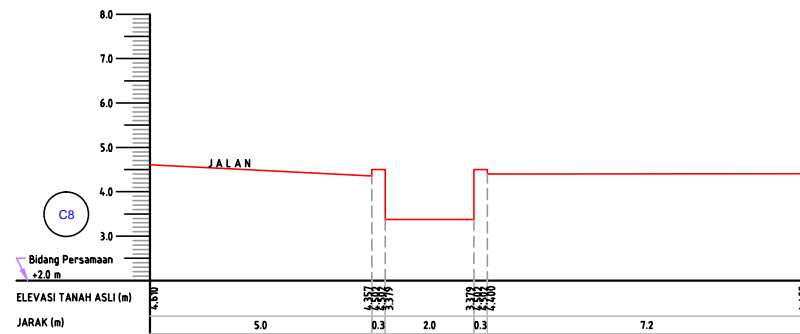
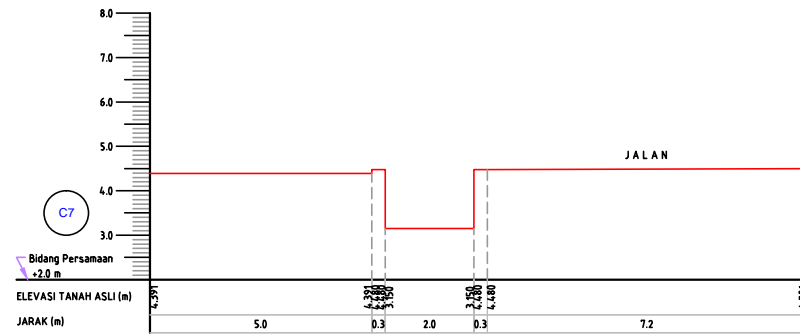












BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

1. Genangan yang terjadi pada kawasan PT. Hanil Jaya Steel disebabkan karena salah satu faktor dimensi saluran eksisting sudah tidak mampu menampung debit banjir rencana dan pemeliharaan saluran yang kurang yang mengakibatkan pada saluran terjadi endapan sedimen.
2. Debit rencana yang didapat pada saluran A untuk periode ulang 5 tahun adalah $3,94 \text{ m}^3$ dan pada saluran B adalah $8,70 \text{ m}^3$, Debit tersebut di dapat berdasarkan perhitungan hidrograf sintetis Nakayasu.
3. Dari saluran eksisting pada PT. Hanil Jaya Steel, saluran eksisting tidak mampu menampung debit rencana sehingga saluran lama tersebut perlu dinormalisasi dan hasilnya didapatkan saluran baru yang mampu menampung debit yang direncanakan.

5.2. Saran

1. Pegawai dan Staff PT. Hanil Jaya Steel harus bisa menjaga dan merawat saluran drainase yang sudah ada agar saluran tersebut dapat berfungsi dengan baik, karena jika saluran drainase tersebut dapat berfungsi dengan baik maka dapat mengurangi genangan yang biasanya terjadi pada saat hujan.
2. PT. Hanil Jaya Steel diharapkan membuat saluran baru sesuai perencanaan yang dilakukan pada tugas akhir terapan ini supaya permasalahan banjir pada kawasan yang ditinjau dapat teratasi.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR PUSTAKA

Anggrahini. (1996). *Hidrolika Saluran Terbuka*. Surabaya: CV. Citra Media.

Br, S. H. (1993). *Analisis Hidrologi*. Gramedia Pustaka Utama.

Chow, V. T. (1997). *Hidrolika Saluran Terbuka*. Erlangga: Jakarta.

Loebis, J. (1984). *Banjir Rencana untuk Bangunan Air*. Jakarta: Badan Penerbit.

Soemarto, C. (1997). *Hidrologi Teknik*. Surabaya: Usaha Nasional.

Soewarno. (1995). *Hidrologi Aplikasi Metode*. Bandung: Nova.

Subarkah, I. (1980). *Hidrologi Untuk Perencanaan Bangunan Air*. Bandung: Idea Dharma.

Suripin. (2004). *Drainase Perkotaan Yang Berkelanjutan*. Yogyakarta: Andi.

Suripin. (2006). *Sistem Drainase Perkotaan Yang Berkelanjutan*.

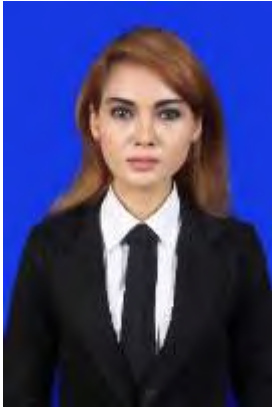
Suyono. (1993). *Pengelolaan Sumber Daya Air*. Yogyakarta

Triatmodjo, B. (2006). *Hidrologi Terapan*. Yogyakarta: Beta Offset.

Wesli. (2008). *Drainase Perkotaan*. Yogyakarta: PT. Graha Ilmu.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Kediri, 24 September 1990. Merupakan anak kedua dari tiga bersaudara. Dari Bapak Sulasmin dan Ibu Yuli Suji Astutik. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu TK Bhinneka Putera (1995-1997), SD Negeri Semolowaru IV no. 614 Surabaya(1997-2003), SMP Negeri 13 Surabaya (2003-2006), SMA DR. Soetomo Surabaya jurusan IPA (2006-2009). Setelah lulus dari SMA DR.

Soetomo Surabaya tahun 2009, penulis mendaftar SPMB dan diterima di jurusan Diploma III Teknik Sipil kelompok 1 tahun 2009, selanjutnya pada tahun 2010 penjurusan dengan konsentrasi Bangunan Air dan terdaftar sebagai mahasiswi dengan NRP 3109030092. Penulis sempat aktif di beberapa kegiatan yang diselenggarakan di jurusan, seperti Pecinta Alam KOMPAS, JMAA (Jama'ah Masjid AL-Azhar), ITS Badminton Club, Paduan Suara Mahasiswa ITS, Teater Tiyang Alit ITS dan UKM Musik Band ITS.